

TEKNILLINEN KORKEAKOULU
Insinööritieteiden ja arkkitehtuurin tiedekunta
Pohjarakennus ja maamekaniikka

Niko Asikainen

KAIVINPAALUTUS KELLY-MENETELMÄLLÄ

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi diplomi-insinöörin tutkintoa varten Espoossa 23.11.2009.

Työn valvoja:	Professori Pauli Vepsäläinen
Työn ohjaaja:	Diplomi-insinööri Tarmo Tarkkio

Tekijä:	Niko Asikainen		
Diplomityö:	Kaivinpaalutus Kelly-menetelmällä		
Päivämäärä:	23.11.2009	Sivumäärä:	100 + 11
Professuuri:	Pohjarakennus ja maamekaniikka	Koodi:	Rak-50
Valvoja:	Professori Pauli Vepsäläinen		
Ohjaaja:	Diplomi-insinööri Tarmo Tarkkio		
Avainsanat:	Kelly-menetelmä, rotaatiokairaus, kaivinpaalutus, eurokoodimitoitus		

1980-luvun puolivälistä alkaen kaivinpaalujen käyttö on hiipunut Suomessa muiden paalutusmenetelmien kehittyessä ja korvatta kaivinpaalujen käyttöä. Erityisesti lyötävien ja porattavien teräsputkipaalujen kehitys on ollut voimakasta. Muiden paalutusmenetelmien syrjäyttäessä kaivinpaalujen käyttöä on sekä suunnittelu, konekanta että toteutustaito päässyt ajan kuluessa taantumaan. Muualla maailmassa kaivinpaalujen käyttö on kuitenkin ollut jatkuvaa ja tekniset ratkaisut ovat kehittyneet eteenpäin. Viimeisen 20 vuoden aikana koneiden kehitys on ollut nopeaa suorituskäytön kaksinkertaistuessa aina 7 – 10 vuoden välein.

Skanska Infra Oy:n tilaaman ja rahoittaman tutkimuksen tarkoituksena on ollut tutkia Skanska AB -konsernissa laajasti kaivinpaalutukseen käytetyn Kelly-menetelmän soveltuvuutta suomalaisiin olosuhteisiin ja luoda menetelmäkuvaus kaivinpaalutuksesta Kelly-menetelmällä.

Koska Kelly-menetelmästä ei ole olemassa aiempaa suomalaista kirjallisuutta eikä sitä juuri ole kokeiltu Suomessa, verrattiin menetelmää aiemmin Suomessa käytettyyn kahmarikauhamenetelmään. Kirjallisuusosiossa perehdyttiin kaivinpaalun rakenteeseen ja toteutukseen kahmarikauhamenetelmällä. Yhtenä tutkimuksen osana oli verrata Eurokoodi-mitoituksella ja kansallisella menetelmällä saatavia varmuustasoja toisiinsa.

Kelly-menetelmään tutustuttiin kirjallisuuden ja koekohteessa tehtyjen toteutusta koskevien havaintojen pohjalta. Koekohteen kokemusten pohjalta luotiin menetelmäkuvaus kaivinpaalutuksesta Kelly-menetelmällä. Menetelmän soveltuvuutta suomalaisiin olosuhteisiin arvioitiin sekä työnaikaisin havainnoin koneen ja työkalujen toiminnasta että paalun laatua tarkastelevien mittausten pohjalta. Havaintoja ja mittaustuloksia verrattiin kirjallisuudessa esitettyihin kahmarikauhamenetelmän kokemuksiin sekä paaluille asetettuihin vaatimuksiin.

Tutkimuksen perusteella Kelly-menetelmällä saadaan aikaiseksi laadulliset vaatimukset täyttäviä paaluja ja se soveltuu käytettäväksi suomalaisissa pohjaolosuhteissa. Menetelmä ei varsinaisesti muuta kaivinpaalutusprosessia, vaan tarjoaa vaihtoehtoisen tekniikan paalujen toteuttamiseksi. Kelly-menetelmällä työsaavutus on selkeästi suurempi kahmarikauhamenetelmään verrattuna. Erittäin lohkareisessa maaperässä sen soveltuvuus ei nykyisellään kuitenkaan liene kahmarikauhamenetelmää parempi.

Author:	Niko Asikainen		
Thesis:	Bored Piling with the Kelly Method		
Date:	23th November 2009	Number of pages:	100 + 11
Professorship:	Soil Mechanics and Foundation Engineering	Code:	Rak-50
Supervisor:	Professor Pauli Vepsäläinen		
Instructor:	Tarmo Tarkkio, M. Sc.(Tech.)		
Key Words:	Kelly Method, rotary bored piling, bored piling, eurocode design		
<p>Since the middle 1980's the usage of bored piles has been reducing constantly as the other piling methods have been evolving and replacing bored piles. Especially the development of driven and drilled steel piles has been strong. As the other piling methods have replaced the bored piles the design, machines and the execution of bored piles have deteriorated during the years. The usage and development of the bored pile methods elsewhere in the world has been constant and the technical solutions have developed during the years. In the last 20 years, the performance of almost every important aspect of piling rigs has roughly doubled every 7 to 10 years.</p> <p>The study was commissioned and funded by Skanska Infra Oy. The Kelly method is widely used by the Skanska group in Europe and North America. The object of the study was to investigate the suitability of the Kelly method in Finnish soil conditions and to present a description of the method.</p> <p>Because there is no former written Finnish literature about the Kelly method and it has not been used in Finland, the method was compared to formerly used grab chisel method. The review of grab chisel method and structure of a bored pile was done by studying literature. Additionally, another objective was to study the design of bored piles by Finnish codes and eurocodes and to compare the safety factor given by the codes.</p> <p>The Kelly method was investigated by studying the literature and examining a case study. The description of the Kelly method was constructed according to the experiences of the case study. The suitability of the method was studied by the observations of the suitability of the tools and piling rig and by measurements of the pile quality. The observations were compared to literature review of the grab chisel method and structural requirements of the pile.</p> <p>The study and the practical experiences of the case study proved that the Kelly method is suitable to Finnish soil conditions and the piles done by the Kelly method meet the requirements of Finnish codes. The method doesn't change the process of bored piling, but it offers an alternative technique to install the bored piles. Compared to the grab chisel method the production rate of the Kelly method is noticeably higher. On soils with significant presence of boulders the suitability of the Kelly method with existing tools isn't any higher compared to the grab chisel method.</p>			

ALKUSANAT

Diplomityöni on tehty Skanska Infra Oy:ssä. Työni ohjaamisesta ja innostavasta otteesta haluan esittää parhaimmat kiitokseni diplomi-insinööri Tarmo Tarkkiolle. Teknillisen korkeakoulun maamekaniikan ja pohjarakentamisen professoria Pauli Vepsäläistä kiitän työni valvomisesta ja tarkastamisesta.

Kaikkia työhön osallistuneita ja matkan varrella erittäin hyviä kysymyksiä esittäneitä kiitän mielenkiinnosta ja kaikesta avusta, jota olen saanut. Tänks kaikille!

Erityiskiitokset kuuluvat vanhemmilleni koko kouluajan kestäneestä kannustuksesta ja tuesta sekä Maijulle jatkuvasta kannustamisesta ja tukemisesta hieman pitkäksi venähtäneen diplomityöprosessin aikana.

Espoossa 19.11.2009

Niko Asikainen

Sisällysluettelo

TIIVISTELMÄ	2
ABSTRACT	3
ALKUSANAT	4
1 Johdanto	8
1.1 Tutkimuksen tausta	8
1.2 Tutkimusongelma	9
1.3 Tutkimuksen tavoite	9
1.4 Tutkimuksen raja	10
2 Kaivinpaalut	11
2.1 Yleistä	11
2.2 Määritelmä	12
2.3 Rakenne ja materiaalit	14
2.3.1 Yleistä	14
2.3.2 Raudoitus	17
2.3.3 Tarkastus- ja injektointiputket	20
2.3.4 Vaippaputki	20
2.3.5 Betoni	21
2.4 Valmistusperiaate	22
2.4.1 Yleistä	22
2.4.2 Kaivu kahmarikauhamenetelmällä	23
2.4.3 Pohjan käsittely	27
2.4.4 Raudoittaminen	29
2.4.5 Valu kuivissa olosuhteissa	29
2.4.6 Vedenalainen valu	30
2.4.7 Jälkityöt	32
2.5 Muita valmistustekniikoita	34
2.5.1 Yleistä	34
2.5.2 Kelly-menetelmä	34
2.5.3 CFA-menetelmä	35
2.5.4 Porapaalutus	37
2.5.5 Lorenz-paalu	38
2.6 Ympäristövaikutukset	39
3 Suunnittelu	42
3.1 Mitoitusohjeistuksen kehitys	42
3.1.1 Kansallinen ohjeistus	42

3.1.2	Eurokoodit	43
3.1.3	Suunnittelujärjestelmien rinnakkaiskäyttökausi	44
3.2	Kuormat ja varmuustaso	45
3.2.1	Kansallisen mitoitusjärjestelmän kuormat ja varmuustaso	45
3.2.2	Eurokoodijärjestelmän kuormat ja varmuustaso	46
3.2.3	Vertailumenettely	47
3.3	Mitoitusmenettelyjen erot	53
4	<i>Kaivinpaalutus Kelly-menetelmällä</i>	54
4.1	Yleistä työkohteesta	54
4.2	Työkohteen ympäristöolosuhteet	55
4.2.1	Melu	55
4.2.2	Tärinä	55
4.2.3	Painumat ja siirtymät	56
4.3	Työkohteen pohjaolosuhteet	56
4.4	Kalusto	57
4.4.1	Bauer BG 36 –kaivinpaalutuskone	57
4.4.2	Kaivinpaalutuskoneen työkalut ja työputki	60
4.4.3	Muu erikoiskalusto	63
4.5	Paalutuksen esivalmistelu	63
4.5.1	Työalustan teko	63
4.5.2	Esiporaukset ja kivien räjäytys	64
4.6	Paalutustyö	65
4.6.1	Yleistä	65
4.6.2	Kaivu työputkea käyttäen	65
4.6.3	Kalliopinnan tasaus	67
4.6.4	Työputken törmäys esteisiin	68
4.6.5	Raudoittaminen	69
4.6.6	Betonointi	70
4.6.7	Jälkityöt	72
5	<i>Tutkimuksen tulokset ja tulosten tarkastelu</i>	74
5.1	Työnaikaiset havainnot	74
5.1.1	Koneen ja sen työkalujen soveltuvuus kaivuun	74
5.1.2	Kivien ja muiden esteiden poisto	76
5.1.3	Kallion meislaaminen	77
5.2	Työvaiheajat ja työsaavutukset	80
5.3	Paalujen laadulliset tekijät	83
5.3.1	Paalujen sijaintipoikkeamat	83
5.3.2	Kaltevuus	83
5.3.3	Paalun pohjan syvyysijainti	84
5.3.4	Paalun pohjan tasaisuus	85
5.3.5	Raudoitteen sijainti ja betonin laatu	85
5.3.6	Paalun ehjyys	88

5.4	Ympäristövaikutukset	89
5.4.1	Maaperän käyttäytyminen	89
5.4.2	Tärinä	89
5.4.3	Melu	91
6	Johtopäätökset ja suositukset	92
	LÄHDELUETTELO	96
	<i>Liite A</i>	<i>101</i>
	<i>Liite B</i>	<i>102</i>
	<i>Liite C</i>	<i>103</i>
	<i>Liite D</i>	<i>106</i>
	<i>Liite E</i>	<i>109</i>

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen tausta

Suurpaalujen historia alkaa vuodesta 1880, jolloin Ranskassa kehitettiin maata syrjäyttävä Compressol-paalu. Paalua varten maahan lyötiin kartiomaisella kappaleella tukematon reikä, joka pysyi avonaisena maa-aineksen tiivistyessä reiän lyömisen yhteydessä. Avoin reikä valettiin täyteen betonia, jolloin saatiin aikaiseksi 3 – 4 m pitkä raudoittamaton paalu. (Juhola & Keinonen 1986)

Ensimmäiset kaivinpaalut tehtiin 1800-luvun lopussa kierrekairan, augerin avulla. Suomessa kaivinpaalutustekniikan käyttö alkoi vuonna 1938, jolloin Pohjavahvistus Oy:n toimesta valmistettiin ensimmäiset läpimitaltaan 400...500 mm:n kaivinpaalut. Kaivinpaalujen osuus Suomen vuosittaisesta paalutuotannosta ei ole koskaan ollut erityisen suuri, mutta sillä on ollut oma paikkansa pohjarakentamisessa. Vielä 1980-luvun puolivälissä kaivinpaaluilla oli noin 5 % osuus Suomessa tehdystä paalutuksesta. (Juhola & Keinonen 1986; Kleemola 1983)

1980-luvun puolivälistä alkaen kaivinpaalujen käyttö on hiipunut muiden paalutusmenetelmien kehittyessä ja korvatesa kaivinpaalujen käyttöä. Erityisesti poraamalla ja lyömällä asennettavien teräspaalujen kehitys on ollut voimakasta. Muiden paalutusmenetelmien syrjäyttäessä kaivinpaalujen käyttöä on sekä suunnittelu, konekanta että toteutustaito päässyt ajan kuluessa taantumaan maassamme. Taantumisen myötä on viime vuosina urakoitsijoista ainoastaan YIT ja Maanrakennus Jokinen Oy tarjonneet kaivinpaalua paalutusvaihtoehtona.

Vuosikymmen sitten kaivinpaalujen käytön tilaa on osuvasti kommentoinut professori Jorma Hartikainen (1998): "Kaivinpaalujen suhteellisen osuuden vähenemisestä huolimatta niillä on edelleen paikkansa raskaiden ja vaativien rakenteiden perustamisessa. Esimerkiksi sekä Raippaluodon sillan että Inkulansalmen sillan vaativin perustus on kaivinpaaluryhmä. Valitettavasti vain käytön vähäisyydestä johtuen tekijöitä ja kilpailua on vähän, mikä on johtanut tiukassa kilpailutilanteessa strategiseen hinnoitteluun, mikä on edelleen johtanut erilaisien kaivinpaaluväheiden käyttöön. Erikoispaalutuksissa paraskaan ammatitaito ei korvaa kellovllisten kalustojen puuttumista"

Euroopassa ja muualla maailmassa kaivinpaalujen käyttö on kuitenkin ollut jatkuva ja tekniset ratkaisut ovat kehittyneet eteenpäin. Viimeisen 20 vuoden aikana koneiden kehitys on ollut nopeaa suorituskyvyn kaksinkertaistuessa aina 7 – 10 vuoden välein. (Cartwright 2008). Lähitulevaisuudessa erityisesti pääkau-

punkiseudulla tullaan täydennysrakentamaan käytöstä poistuvia täyttömaille perustettuja satama-alueita. Samanaikaisesti ympäristötietoisuuden kasvu ja taloudelliset seikat johtanevat yhdyskuntarakenteen tiivistymiseen, mikä tarkoittaa entistä syvempien kellareiden ja korkeampien rakennuksien rakentamista. Tällöin perustusratkaisuilta vaaditaan entistä suurempaa kuormien kantokykyä. Kelly-menetelmän käytöstä saadut hyvät kokemukset Skanska AB -konsernissa ympäri Eurooppaa ja Pohjois-Amerikkaa sekä tekniikan tehokkuuden kasvu ovat nostaneet pintaan kysymyksen, voisiko kaivinpaalutus Kelly-menetelmällä olla sopiva vaihtoehto myös Suomen olosuhteisiin.

1.2 Tutkimusongelma

Vaihtoehtoisten paalutusmenetelmien syrjäyttäessä kaivinpaalujen käyttöä on kaivinpaalutustekniikoiden kehittäminen Suomessa pysähtynyt. Vaihtoehtoisia toteutusmenetelmiä on testattu Suomen olosuhteissa ajoittain, mutta niistä ei ole jäänyt dokumentaatiota jälkipolville. Samalla uuden, aihetta käsittelevän suomenkielisen kirjallisuuden saatavuus on heikentynyt erityisesti toteutusta käsittelevien teosten kohdalla. Saatavilla oleva kotimainen kirjallisuus ja ohjeet ovat vanhoja, vajavaisia ja hajallaan useissa eri ohjeissa. Kirjallisuuden ja käytön vähäisyys on johtanut siihen, ettei kaivinpaalutukseen vaadittavaa osaamista ole säilynyt suunnittelu- eikä urakointipuolella.

1.3 Tutkimuksen tavoite

Tutkimuksen päätavoitteena on luoda menetelmäkuvaus Kelly-menetelmällä toteutettavasta kaivinpaalutuksesta suomalaisissa olosuhteissa. Menetelmäkuvaus perustuu aiempaan suomalaiseen ja ulkomaalaiseen kirjallisuuteen sekä erityisesti Kelly-menetelmällä toteutettavasta kohteesta kerättäviin kokemuksiin ja käytäntöihin suomalaisissa olosuhteissa. Työmaan toteutuksen aikana tutkitaan menetelmän soveltuvuutta työtekniisiä ja laadullisia asioita käsittelemällä. Lisäksi tutkimuksessa tarkastellaan ja verrataan keskenään Eurokoodi-mitoitusta ja vanhaa kansallista mitoitusmenetelmää.

Tutkimuksen tavoitteeseen pyritään vastaamaan seuraavien tutkimuskysymysten kautta:

- Mikä on kaivinpaalu?
- Kuinka kaivinpaaluja on Suomessa toteutettu?
- Mitä on kaivinpaalutus Kelly-menetelmällä?
- Kuinka nykyinen Eurokoodi-mitoitus eroaa vanhasta mitoitusmenetelmästä?
- Millaisia ympäristövaikutuksia kaivinpaalutuksessa esiintyy?
- Millaisia rajoitteita ympäristö kaivinpaalutukselle asettaa?

Tutkimuksen tuloksena syntyy menetelmäkuvaus kaivinpaalutuksesta Kelly-menetelmällä. Tutkimuksessa otetaan kantaa kaivinpaalutuksen soveltuvuuteen suomalaisissa olosuhteissa ja sen nykyisten mitoituskäytäntöjen mielekkyyteen.

1.4 Tutkimuksen rajaus

Tutkimuksessa tarkastellaan suurpaalutusmenetelmistä ainoastaan kaivinpaalutusta. Tutkimuksessa on tarkoitus tutkia Kelly-menetelmän tarjoamia teknisiä mahdollisuuksia ja menetelmän soveltuvuutta Suomen olosuhteisiin. Mitoitusta tarkasteltaessa keskitytään pääosin varmuustason tarkasteluun. Tutkimuksessa ei oteta kantaa kustannuksiin.

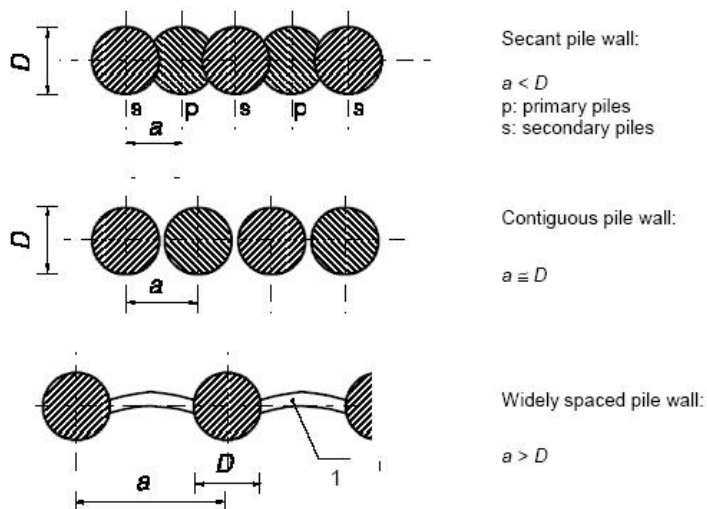
2 Kaivinpaalut

2.1 Yleistä

Perusratkaisua valittaessa joudutaan valitsemaan toimintatavaltaan erilaisten paalujen väliltä. Ratkaisuun vaikuttavat ensisijaisesti rakennuspaikan pohjasuhteet ja rakenteiden asettamat vaatimukset (RIL 121-2004). Suurpaaluille, jota kaivinpaalukin edustaa, on yhteistä, että ne soveltuvat käytettäväksi erityisesti vaadittaessa suurta kantokykyä tai jäykkyyttä. Kaivinpaaluja käytetään Suomessa pääsääntöisesti tukipaaluina siirtämään suuria, keskitettyjä kuormia joko kallioon tai moreeniin. Siksi se soveltuukin hyvin esimerkiksi siltojen, korkeiden rakennusten, koneperustusten, tornien, tuulimyllyjen ja savupiippujen perusratkaisuksi.

Suomessa kaivinpaalujen valmistukseen pääasiassa käytetty kahmarikauhatekniikka ja paalutuskaluston järeys ovat mahdollistaneet paalutuksen myös vaikeissa pohjaolosuhteissa, joissa läpäistävä maakerros tai täyttömateriaali on kivistä ja lohkarista tai pehmeikköalueilla, joissa kova pohja on syvällä. Kaivinpaalua voidaan käyttää myös vesialueilla.

Kaivinpaalut voidaan tehdä lähelle toisiaan, koska työputkea upotettaessa ei maata syrjäytetä sivulle. Lähelle toisiaan tehtävillä kaivinpaaluilla voidaan muodostaa kantavan rakenteen lisäksi maan- ja vedenpainetta kestävä yhtenäinen vesitiivis tukiseinä, patoseinä. Pohjaolosuhteista riippuen tukiseinä tehdään toisiaan leikkaavilla tai sivuavilla kaivinpaaluilla tai rakentamalla paalujen väliin erillinen seinärakenne (kuva 1). Vähäistä häiriötä ympäristölle aiheuttavien työtekniisten ominaisuuksien ansiosta kaivinpaalupatoseinät voidaan rakentaa ai-
van olemassa olevien rakennusten viereen (Holmberg 1989).



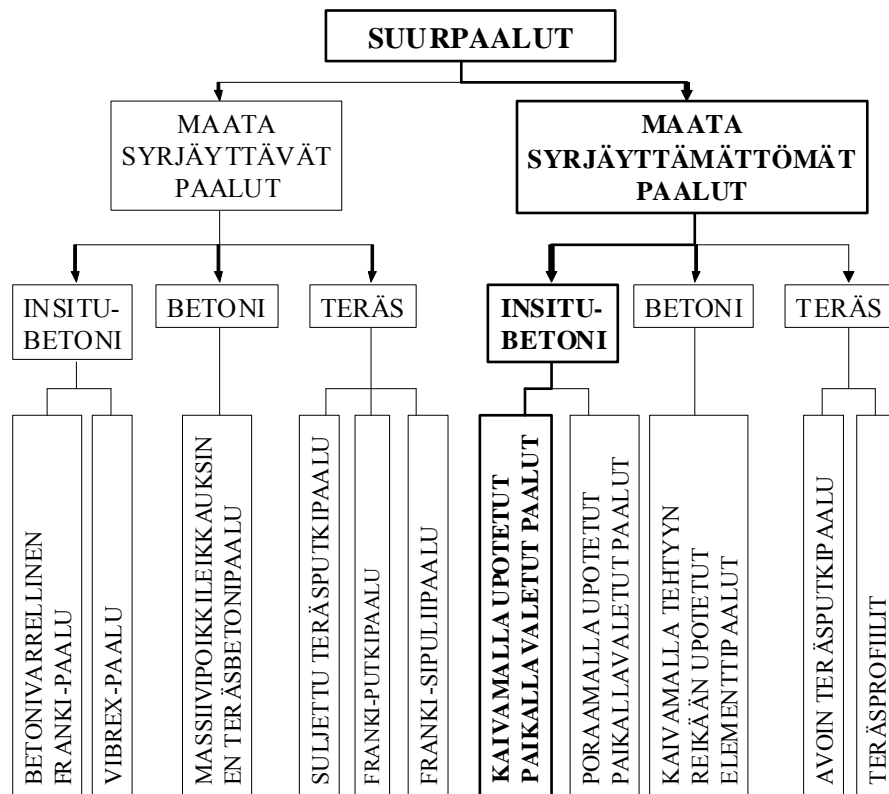
Kuva 1. Kaivinpaaluseinien vaihtoehtoisia rakennustapoja (SFS-EN 1536).

Maailmalla kaivinpaaluja ja paalujen valmistustekniikkaa on kehitetty myös ympäristötekniisiin ratkaisuihin. Tästä esimerkkeinä mainittakoon kaivinpaalujen käyttö maalämpöä keräävinä energiapaaluina (Cementation Skanska 2009) sekä kaivinpaalutuskaluston hyödyntäminen reaktiivisten seinämien asentamiseen (RUBIN 2008). Energiapaaluissa kaivinpaalut on varustettu lämmönkeräysputkistolla, jonka kautta maalämpö johdetaan hyödynnettäväksi. Reaktiivisten seinämien valmistuksessa asennetaan maahan reaktiivinen materiaali, kuten betoni paaluun, ja yhtenäinen seinämä saadaan aikaiseksi patoseinän rakentamiseen verrattavalla tavalla.

2.2 Määritelmä

Kaivinpaalu luetaan kuuluvan suurpaaluihin. Suurpaalu on yleisnimitys paalulle, jonka sallittu geotekninen kantavuus on vähintään 1,5 MN ja läpimitta paalutuspistä riippuen vähintään Ø 300 – 500 mm (RIL 212-2001). Käytännössä tämä saavutetaan noin Ø 500 mm teräsbetonipaaluilla ja Ø 300 mm teräspuikipaaluilla (Hartikainen 2002).

Suurpaalut jaetaan Suurpaalutusohjeessa (RIL 212-2001), josta käytetään jäljempänä lyhennystä SPO-2001, esitetyn kuvan 2 mukaisesti maata syrjäyttäviin sekä syrjäyttämättömiin paaluihin ja alaluokkiin valmistusmateriaalin ja -tekniikan mukaan. Kaivinpaalut ovat maata syrjäyttämättömiä in-situ-teräsbetonipaaluja, jotka tehdään kaivamalla maahan betonivalua vastaava kaivanto joko työputken avulla tai ilman.



Kuva 2. Suurpaalujen jako geoteknistä mitoitususta varten (RIL 212-2001).

Kaivinpaalujen läpimitta ilmoitetaan työputken ulkoläpimitan mukaan. Työputken alapäässä olevan kruunun läpimitta saa olla enintään noin 20 mm työputken läpimittaa suurempi. Aiemmin suomalaisessa ohjeistuksessa on katsottu paalun läpimitan olevan nimenomaan työputken kruunun halkaisijan kokoinen (Juhola 1974), josta johtuen ammattikieleen ja käytäntöön on jäänyt tavaksi puhua todellista suuremmista halkaisijoista. Aikaisemmista suurpaalutusohjeista poiketen useiden Suomessa käytettävien kaivinpaalutuskalustojen työputken ulkoläpimitta on 20 mm aikaisemmin ilmoitettuja nimellisläpimittoja pienempi (RIL 212-2001).

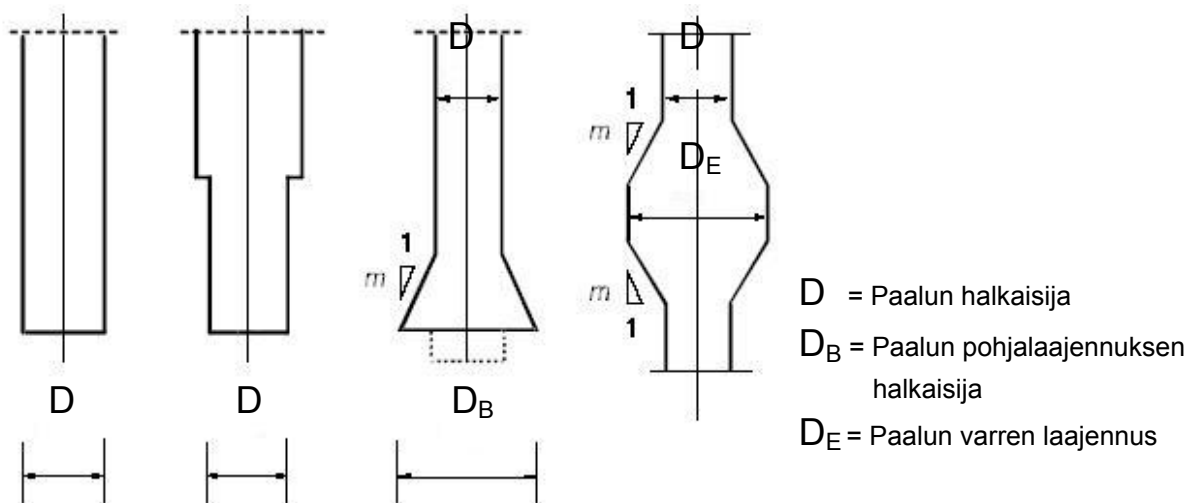
Maailmanlaajuisesti kaivinpaalujen koko vaihtelee yleensä halkaisijaltaan Ø 600...3000 mm. Suomessa paalujen läpimitat ovat yleensä olleet 900...1500 mm, eikä halkaisijaltaan yli Ø 1500 mm kaivinpaaluja ei ole mainittavissa määrin tehty. Halkaisijaltaan Ø 900 mm pienempiä kaivinpaaluja ei ole voitu käyttää kotoisissa pohjaolosuhteissa, koska kaivu- ja meisselikalusto ovat tätä pienemmissä kokoluokissa olleet liian heikkotehoisia. Pieniläpimittaisen kaivinpaalun betonointi uppovaluna on saattanut lisäksi johtaa heikkolaatuiseen lopputulokseen. Tätä pienemmissä kokoluokissa myös muut paalutyypit tulevat sopivammaksi useimmissa kohteissa. (Holmberg 1989)

2.3 Rakenne ja materiaalit

2.3.1 Yleistä

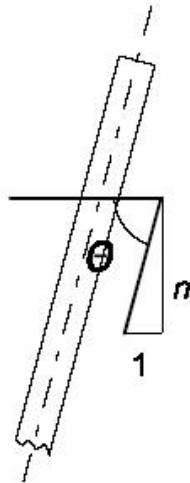
Kaivinpaalu koostuu yleensä maahan tehtyyn kaivantoon asennetusta raudoitteesta ja paikalla valetusta betonista. Raudoituksena käytetään normaalisti terästangoista tehtyä raudoitehäkkiä, kuten pilareissa yleensäkin, mutta myös erityisraudoitteita sekä esivalmistettuja betonielementtejä tai teräsputkia voidaan käyttää raudoitehäkin sijaan (kappale 2.3.1 Rauditus).

Kaivinpaalut ovat poikkileikkaukseltaan pyöreitä ja niiden poikkileikkausala on yleensä vakio koko varren pituudelta. Erikoistyykaluja käyttämällä on mahdollista tehdä kantavuutta lisäävä laajennus paalun varteen tai pohjaan. Laajennusten tekeminen vaatii stabiilin maaperän, joka pysyy paikoillaan ilman tuentaa, jolloin kyseeseen tulevat lähinnä lujat koheesiomaakohteet. Kuvassa 3 on esitetty erilaisia vaihtoehtoja kaivinpaalun poikkileikkaukselle.



Kuva 3. Kaivinpaalun paaluvarren poikkileikkauksia (SFS-EN 1536).

Pääosa kaivinpaaluista tehdään pystypaaluina, mutta paalujen tekeminen haluttuun kaltevuuteen on myös mahdollista. Paalun kaltevuus ilmoitetaan poikkeamana syvyyden suhteen kuvan 4 mukaisesti. Paalujen kaltevuus vaihtelee yleensä 3:1...8:1 välillä (Rönkä 1976). Ohjeelliset maksimikaltevuudet on esitetty alla olevan kuvan yhteydessä.



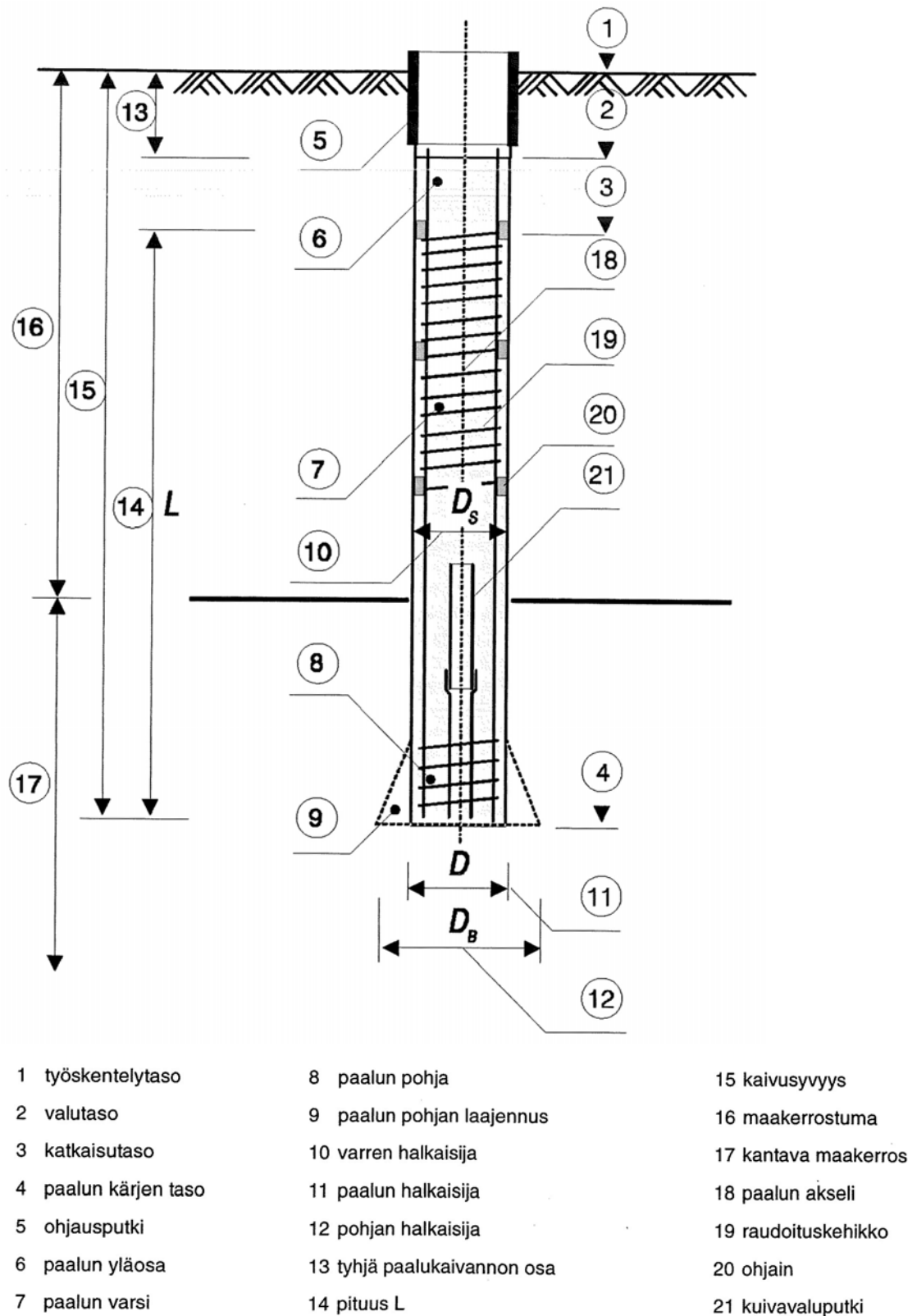
Paalujen ohjeelliset maksimikaltevuudet:

Halkaisija (mm):	Kaltevuus (n:1):
500...600	3:1
700...900	4:1
1200	5:1
1500	6:1...8:1

Kuva 4. Paalun kaltevuuden määrittäminen ja ohjeelliset kaltevuudet (SFS-EN 1536; SGY 1978).

Kuvassa 5 on kaivinpaalujen toteuttamista käsittelevästä SFS-EN 1536 Pohjarakennustyöt. Kaivettavat paalut -standardista otettu havainnekuva maahan tukeutuvan kaivinpaalun rakenteesta ja osista. Kuva esittää lähestulkoon täydellisesti myös suomalaisen käytännön mukaisen kaivinpaalun osat. Poikkeuksena mainittakoon kuitenkin ohjausputki, jota käytetään lähinnä tukemattomissa kaivannoissa kaivannon yläpään tukemiseen. Suomessa kaivinpaalut on yleensä tuettu koko pituudeltaan työputkella. Myöskään paalun pohjan laajennusta ei Suomessa ole käytetty sopimattomien pohjaolosuhteiden vuoksi ja toisaalta riittävän lujien kitkamaavyöhykkeiden esiintymisen vuoksi, sillä paalut tukeutuvat yleensä kovaan maakerrokseen tai kallioon.

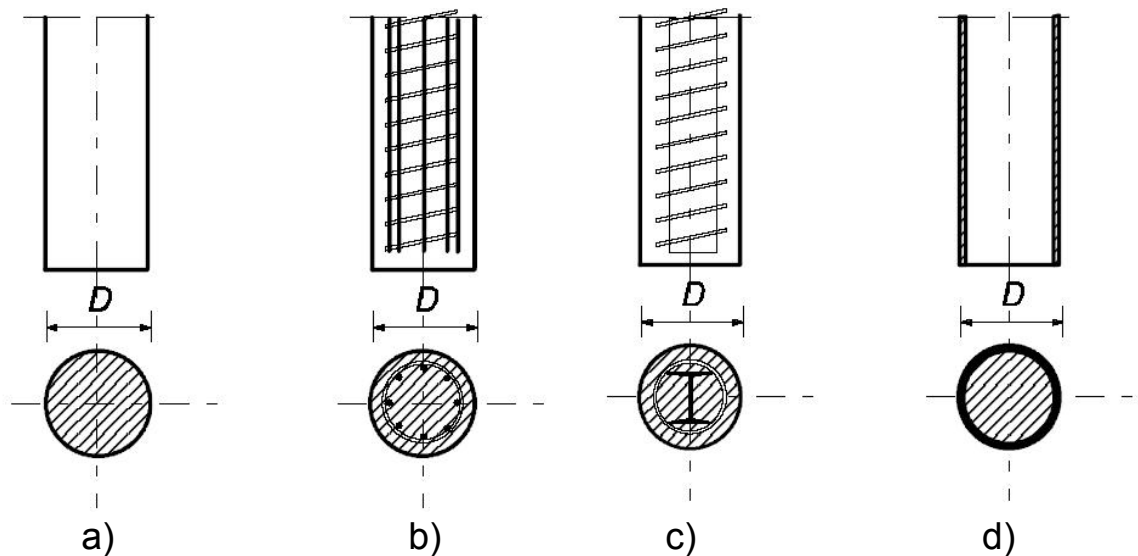
Kuvasta 5 puuttuu vaippaputki, jota käytetään valmistettaessa paalu veteen, hyvin pehmeään savimaahan ($C_u < 15 \text{ kN/m}^2$) tai lohkaraiseen harvarakenteiseen maahan. Myöskään tarkastus- tai injektointiputkia kuvassa ei ole esitetty.



Kuva 5. Kaivinpaalun rakenne ja osat (SFS-EN 1536).

2.3.2 Raudoitus

Kaivinpaalujen raudoitteena käytetään yleensä raudoitushäkkiä, mutta erikoistapauksissa voidaan käyttää myös erikoisraudoitteita, kuten teräspalkkia ja -putkia, tai esivalmistettuja betonielementtejä (kuva 6). Mikäli paaluun kohdistuu vain puristusvoimia, riittää raudoitteeksi sopivissa olosuhteissa tartuntarautojen asentaminen 2 metrin matkalle paalun yläpäähän (Rönkä 1976).



Kuva 6. Kaivinpaalujen raudoitusratkaisuja, a) raudoittamaton, b) raudoitushäkki, c) teräsprofiili hakaraidoitteella, d) teräsputki tai esivalmistettu betonielementti (SFS-EN 1536).

Perusraudoitushäkki kootaan pitkittäisistä pääraudoista ja poikittaisista hakaraidoista. Lisäksi siihen kuuluvat häkin ulkokehälle asennettavat keskittävät ohjaimet sekä sisäpintaan kiinnitettävät laadunvalvontaan käytettävät tarkastusputket. Vaippaputkea käytettäessä asennetaan se raudoitteen ulkopuolelle. Raudoitushäkit kootaan sitomalla tai hitsaamalla työvanteiden avulla valmiiksi raudoituselementeiksi. Kokoaminen tehdään joko työmaalla tai esivalmistetaan tehtaalla, josta raudoite tuodaan liitettävänä kappaleina tai kokonaan valmiiksi koottuna työmaalle. Valmiin raudoitushäkin tulee olla jäykkä, jotta se kestää työnaikaiset siirrot sekä raudoitteen noston ja asennuksen paalukaivantoon ilman pysyviä vääntymiä tai harjaterästankojen irtoamisia.

Teräsbetonirakenteena toimivan paalun pääraudoituksen vähimmäismäärä määräytyy paalun poikkileikkauksen nimellisarvon mukaan ja sen tulee olla taulukon 1 mukainen.

Taulukko 1. Pitkittäisraudoituksen vähimmäismäärä (SFS-EN 1536).

Paalun poikkileikkauksen nimellisarvo A_C	Pitkittäisraudoituksen pinta-ala A_S
$A_C \leq 0,5 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,5 \% A_C$
$0,5 \text{ m}^2 < A_C \leq 1,0 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,0025 \text{ m}^2$
$A_C > 1,0 \text{ m}^2$	$A_S \geq 0,25 \% A_C$

Päärautojen etäisyydet toisiinsa nähden määräytyvät betonin virtausominaisuuksien mukaan. Jotta betonin kunnollinen virtaus tankojen välissä voidaan varmistaa, pitkittäistankojen keskinäisen etäisyyden tulisi aina olla mahdollisimman suuri. Yhdessä kerroksessa olevien pitkittäistankojen tai tankonippujen välisen vapaan välin tulee olla vähintään 100 mm, mutta ei kuitenkaan 400 mm suurempi. Väliä voidaan pienentää 80 mm:ksi, kun käytettävän kiviaineksen raekoko $d \leq 20 \text{ mm}$. (SFS-EN 1536)

Raudoitteen jatkoskohdissa vapaata väliä voidaan pienentää koko jatkospituuden matkalla terästangon halkaisijan verran, jotta terästen riittävä limitys saadaan aikaiseksi. Limitetyssä jatkoskohdassa on vaarana, ettei betonimassa pääse virtaamaan pääterästen välistä paalukaivannon ulkolaidalle, jolloin paalun vaippa jää vaillinaiseksi ja betonipeite terästen ympärillä ei ole riittävä tai sitä ei ole lainkaan. Suunnitteluvaiheessa pääraudoitteen vaatimusten liiallinen optimointi terästen vapaata väliä pienentämällä voi näin ollen johtaa suuriin ongelmiin toteutusvaiheessa. Mikäli tiheää pääraudoitusta ei pystytä välttämään, voidaan jatkoskohta harkita tehtävän porrastaen. (Fleming et al. 2009)

Raudoitteen koostuessa kahdesta sisäkkäin olevasta raudoitehäkistä tulisi samankeskisiä rakenteita mahdollisuuksien mukaan välttää (kuva 7a). Jos kuitenkin käytetään samankeskisiä häkkeitä (kuva 7b), kerrosten enimmäismäärä on kaksi poikkileikkaukseltaan ympyränmuotoisissa paaluissa. Tällöin eri kerrosten tangot tulee sijoittaa säteittäisesti toistensa taakse ja raudoitushäkkien terästankojen välinen vähimmäisetäisyys tulee olla kaksi kertaa terästangon halkaisija tai 1,5 kertaa karkean kiviaineksen raekoko, joista valitaan suurempi. (SFS - EN 1536)



Kuva 7. a) Epäkeskisen raudoitteen sisä- ja ulkokehikko osina, b) samankeskinen raudoitte kasattuna.

Hakateräkset asennetaan kulkemaan tiiviisti pääterästen ulkopinnalle siten, että niiden välinen vapaa väli on vähintään 100 mm, kuten pääteräksilläkin. Kiinnitys pääteräksiin tehdään sidelangalla, liittimillä tai hitsaamalla. Hakateräksillä sidotaan pitkittäistangot tai tankoniput raudoitteen kehälle. Hakaterästen halkaisijoiden tulee olla taulukon 2 mukaiset.

Taulukko 2. Poikittaisterästen suositeltavat halkaisijat (SFS-EN 1536).

Haat, vanteet tai kierrehaat	$\geq 6 \text{ mm}$ \geq neljäsosa pitkittäisterästen enimmäishalkaisijasta
Hitsattu teräsverkko	$\geq 5 \text{ mm}$

Mikäli työvanteet ja hakateräkset eivät anna riittävää tukea, käytetään tarvittaessa lisätukiteräksiä kuten jäykistevanteita, jäykistehakoja tai vinotukia varmistamaan raudoitteen muoto ja terästen pysyminen oikealla paikalla noston ja asennuksen ajan. (SFS-EN 1536)

Raudoitushäkin keskeinen sijainti ja tarvittava betonipeite paalukaivannossa varmistetaan ohjaimilla, jotka asennetaan häkin ulkopintaan. Ohjaimia ei tarvita, mikäli sijainti ja suojakerroksen paksuus pystytään varmistamaan muilla tavoin. Ohjaimet tulee asentaa symmetrisesti raudoitushäkin ympärille niin, että niitä on vähintään kolme jokaisella tasolla ja tasojen välit ovat enintään 3,0 m. Ohjaimilla tulee olla riittävä toleranssi työputken sisäseinään tai paalukaivannon seinään nähden, jotta raudoite voidaan asentaa turvallisesti ja vältetään paalukaivannon seinien vaurioituminen. Ohjainten lukumäärää tulee lisätä paaluille joiden halkaisija $D \geq 1,2 \text{ m}$ sekä vinopaaluille. (SFS-EN 1536)

Ohjainten materiaalivalinnassa tulee ottaa huomioon, etteivät ne aiheuta sähkökemiallista korroosiota tai betonipeitteen lohkeamista (SFS-EN 1536). Alla olevissa kuvissa on esitetty kaksi erilaista ohjainratkaisua.



Kuva 8. Kaivinpaaluraudoitteiden keskittämiseen käytettäviä ohjaimia.

2.3.3 Tarkastus- ja injektointiputket

Tarkastusputkia käytetään paalun ehjyyttä mittaaviin ultraäänitesteihin sekä ehjyysmittausten osoittamien paalun heikkousvyöhykkeiden injektointiin. Myös paalun kalliokontaktin tarkastusporaukset suoritetaan ja mahdolliset heikkoudet injektoidaan tarkastusputkien kautta. Lisäksi paalun kalliotapitus ja mahdollinen ankkurointi hoidetaan tarkastusputkien kautta. Tarkastusputkien kokoa valittaessa on siis huomioitava paalulle tehtävien tarkistustoimenpiteiden ja mahdollisesti tehtävien korjaustoimenpiteiden vaatima tila. Näin ollen viime kädessä tarkastusputken koko määräytyy käytettävissä olevan porakaluston, injektointilaitteiston, asennettavan kalliotapin tai ankkurin koon mukaisesti.

Tarkastusputkien käyttö esitetään yleisesti kaivinpaalutusta koskevassa ohjeistuksessa, mutta siitä voidaan neuvotella työmaakohtaisesti. Mikäli päädytään tarkastusputkien käyttöön, asennetaan yleensä kahdesta kolmeen teräsputkea, joiden halkaisijat ovat tavallisimmin 50 ... 100 mm ja seinämän paksuus 2 mm. Putkena on käytetty yleisesti kokoa 76 x 2,0 mm (InfraRYL 2006).

Tarkastusputket sidotaan kiinni kaivinpaalun raudoitukseen hakojen sisäpuolelle tasasivuisen kolmion kärkipisteisiin siten, että niiden alapäävät jäävät noin metrin päähän paalun pohjasta. Tarkastusputkien ylä- ja alapäävät tulpataan muovitulpilla, jotta betoni tai muut ainekset eivät täytä niitä. Tarkastusputkien alapäävät voidaan myös valaa umpeen betonilla, jolloin putken alapäähän ei varmasti pääse kulkeutumaan epäpuhtauksia ja poraus päästään aloittamaan suoraan kovasta pinnasta. (InfraRYL 2006)

2.3.4 Vaippaputki

Valmistettaessa paalu vapaaseen veteen, hyvin pehmeään savimaahan ($C_u < 15 \text{ kN/m}^2$) tai lohkaraiseen harvarakenteiseen täyttöön on vaarana, että paikalla

valettava betoni karkaa maaperään, eikä ehjää paalua muodostu. Tällöin paalussa voidaan käyttää vaippaputkea betonin muottina, joka asennetaan raudoitteen ympärille estämään betonin karkaaminen ja mahdollistamaan oikean muotoisen paalun valmistus. Vaippaputkea käyttämällä on myös mahdollista tehdä paalun yläosa pilariksi. (InfraRYL 2006)

Maan sisään jäävänä tai pelkästään valumuottina käytettävänä vaippaputkena käytetään teräslevyä, jonka teräslaatu on vähintään S235JRG2 ja seinämävahvuus yleensä vähintään 3 mm. Näkyviin jäävissä pilareissa vaippana käytetään ruostumatonta tai haponkestävää teräslaataa, seinämävahvuus 2,5...3,0 mm. (InfraRYL 2006)

Vaippaputki asetetaan paikoilleen jo raudoitusvaiheessa tai asennetaan erikseen työputkeen. Raudoitusvaiheessa asennettaessa vaippaputki tuetaan sopivilla välikkeillä raudoitukseen nähden riittävän betonipeitteen takaamiseksi ja kiinnitetään päistään tukevasti kiinni raudoitteeseen (Slunga, E. et al. 1986). Vaippapaalun nimellishalkaisija suositellaan valittavaksi 150 ... 200 mm kaivinpaalun nimellishalkaisijaa pienemmäksi, jolloin se ei nouse betonoinnin aikana työputken mukana ylös kaivannosta. Vaippaputkea käytettäessä kaivinpaalun halkaisija pienenee, joka tulee huomioida suunnittelussa. (InfraRYL 2006)

2.3.5 Betoni

Kaivinpaaluihin käytettävän betonin koostumuksen ja työmenetelmien tärkeimpänä tavoitteena on mahdollistaa betonoinnin onnistuminen siten, että koko paalun poikkileikkaukselta ja pituudelta syntyy ehjä yhtenäinen betonipilari, jonka raudoitteiden betonipeite on riittävä. Jotta betoninvirtaus terästen ympärille ja paalukaivannon seinämiä vasten voidaan taata, on kaivinpaaluissa käytettävän betonin koostumus kehittynyt kohti helposti työstettäviä, notkeita yhdistelmiä joilla on itsetiivistyviä ominaisuuksia. (Fleming et al. 2009)

Kaivinpaaluun käytettävällä betonimassalla tulee olla (RIL 212-2001)

- hyvä kestävyys erottumista vastaan
- hyvä plastisuus ja koossapysyvyys
- hyvä juoksevuus
- kyky itsetiivistymiseen ja
- riittävä työstettävyys valun ajan työputken poistoon saakka.

Kirjallisuudessa esitetyt betonin sekoitussuhteet ja ominaisuudet ovat hyvin samankaltaisia ympäri maailmaa. Suomessa on yleisesti käytetty suunnittelulujuusluokaltaan vähintään K25 (C 20/25) ja yleensä enintään K35 (C 30/37) olevaa betonia, jonka sekoitussuhteet ja notkeusalueet eri olosuhteissa ovat taulu-

koiden 3 ja 4 mukaiset. Mitoituksen edellyttäessä ja valmistusmenetelmien sekä pohjaolosuhteiden salliessa voidaan käyttää korkeamman lujuusluokan K45 (C35/45) tai K50 (C40/50) betonia (RIL 212-2001).

Työtä suunniteltaessa on kuitenkin huomattava, että betonimassasta tehtävien koekappaleiden vertailulujuus tulee olla vähintään 5 MPa suunnittelulujuusluokkaa suurempi (InfraRYL 2006). Tämän vuoksi työhön valitaan yleensä lujuusluokaltaan korkeampi betoni kuin suunnitelmissa on esitetty.

Taulukko 3. Sekoitussuhteet (SFS-EN 1536).

Sementtipitoisuus	
- kuivavalussa	$\geq 325 \text{ kg/m}^3$
- vedenalaisessa valussa	$\geq 375 \text{ kg/m}^3$
Vesisementtisuhde (w/c)	$< 0,6$
Hienoainespitoisuus $d < 0,125 \text{ mm}$ (sis. sementin hienoainespitoisuuden)	
- karkea kiviaines $d > 8 \text{ mm}$	$\geq 400 \text{ kg/m}^3$
- karkea kiviaines $d \leq 8 \text{ mm}$	$\geq 450 \text{ kg/m}^3$

Taulukko 4. Betonimassan notkeusalueet eri olosuhteissa (SFS-EN 1536).

Leviämäkoe:		Kartiokoe:		
Leviämän halkaisija (D), mm.	SFS-EN 206-1, leviämäluokka	painuma (H), mm.	SFS-EN 206-1, painumaluokka	Tyypillisiä käyttöolosuhteita (esimerkkejä)
$460 \leq D \leq 530$	F3...F4	$130 \leq H \leq 180$	S3	kuivabetonointi
$530 \leq D \leq 600$	F4...F5	$H \geq 160$	S4...S5	betonointi pumppaamalla tai vedenalainen betonointi betonin valuputken avulla
$570 \leq D \leq 630$	F5	$H \geq 180$	S4...S5	vedenalainen betonointi betonin valuputken avulla paalukaivantoa tukevan lietteen alla
HUOM. Mitattu painuma tai leviämän halkaisija pyöristetään lähimpään 10 mm:iin.				

2.4 Valmistusperiaate

2.4.1 Yleistä

Suomessa kaivinpaalut on kaivettu pääosin kahmarikauhaa ja meisseliä käyttäen. Muita tekniikoita on käytetty vähän tai koeluontoisesti. Paalukaivannot on tuettu koko pituudeltaan työputkella (Slunga et al. 1986). Maailmalla yleisesti käytössä olevaa bentoniittilietetuentaa on Suomessa käytetty pääasiassa vain kaivantojen tukiseinien rakentamiseen, mutta sitä on sovellettu myös muutamiin talokohteiden paalutuksissa (Kleemola 1983). Työputken upottamiseksi koneissa on ollut erilliset hierontukit, joilla työputket on upotettu kaivutyön yhteydessä. Vaihtoehtoisesti työputkien upotus on tehty järkäleellä lyömällä, jolloin

työputket on liitetty toisiinsa kierrelitoksella ja upotettu maahan koko pituudeltaan ennen tyhjäksi kaivamista (Kemppe-Virtanen 1983).

Vielä 1980-luvun alkupuolella Suomessa oli viisi kaivinpaalu-urakoitsijaa, joiden paalutuskalusto vaihteli 500 – 1500 mm:n kokoluokissa (Kemppe-Virtanen 1983). Tällä hetkellä kaivinpaaluvaihtoehtoa tarjoavat urakoitsijat ja heidän kalustonsa on esitelty alla olevassa taulukossa.

Taulukko 5. Suomessa toimivien kaivinpaalu-urakoitsijoiden kalusto ja paalukoot.

URAKOITSIJAT:	MENETELMÄ:	TYÖPUTKEN HALKAISIJA, SISÄMITTA/ ULKOMITTA (MM)			
		Ø540/620	Ø800/880	Ø1100/1180	Ø1400/1500
Skanska Infra *	Kelly	x	x	x	x
YIT	Kahmarikauha	-	-	x	x
Maanrakennus Jokinen	Kelly / Hyd-raulinen kahmarikauha	-	x	x	-

* Paalut toteutetaan yhteistyössä Skanska EMV AS:n kanssa

2.4.2 Kaivu kahmarikauhamenetelmällä

Suomessa on kaivinpaalutukseen käytetty yleisimmin kahmarikauhamenetelmää (kuva 9a), jossa kaivu tapahtuu kahmarikauhalla ja maan sekä kallion irrottaminen vapaapudotteisella meisselillä. Perustyökoneena on ollut erilaisia tela-alustaisia ristikkopuominostureita tai itserakennettuja laitteita, joilla työkaluja on käsitelty. Työputken hiertämiseksi maahan peruskoneissa on ollut kytkettynä erillinen oskillaattori eli hiertopukki (kuva 9b). Hiertopukilla saadaan työputkea pyöritettyä edestakaisin ja painettua samalla maan sisään kiertokulman ollessa tyypillisesti 25° (Tomlinson & Woodward 2008). Hiertopukilla on saatu tyypillisesti aikaiseksi 2500...5000 kNm vääntömomentti sekä hyvin suuret nostovoimat työputkea nostettaessa (Cartwright 2008). Hiertomenetelmällä asennetut työputket on liitetty toisiinsa vaarnaliitoksien, joilla on vastaanotettu hierron aikaiset momentit ja ”lukoin” noston aiheuttamat rasitukset (Kemppe-Virtanen 1983).



Kuva 9. a) YIT:n kahmarikauhatekniikkaan perustuva kaivinpaalutuskone, b) kaivinpaalutuskoneen hiertopukki. (YIT:n luvalla; Niko Asikainen 2009)

Paalukaivanto on tehty hiertämällä edeltä käsin työputkea maan sisään. Työputken alapäässä olevan kärkekruunun ansiosta paalukaivannosta on tullut hie-
man työputkea suurempi, jolloin työputken hankautuminen kaivannon reunoihin
ja näin ollen upotusta vastustava kitka on ollut pienempi. Vaiheittain työputken
upotuksen kanssa on putkea tyhjennetty kahmarikauhalla (kuva 10a) kaivaen.
Kallion pinta ja vastaan tulevat kivet on tarvittaessa meislattu meisseliä (kuva
10b) pudottelemalla pienemmäksi tai puskettu pois työputken edestä, jotta työ-
putki on saatu upotettua ja tyhjennettyä. Tiukkoja moreenikerroksia on pyritty
pehmentämään kaivun mahdollistamiseksi erikoismeisselillä (kuva 10c), jota on
voitu käyttää myös osittain paalukaivannon tiellä olevien kivien syrjäyttämiseen
työputken tieltä (Cartwright 2008). Kahmarin ja meisselien käyttö on ollut melko
hidas menetelmä kaivamiseen ja tiiviin moreenikerroksen läpäisy on ollut hidas-
ta.



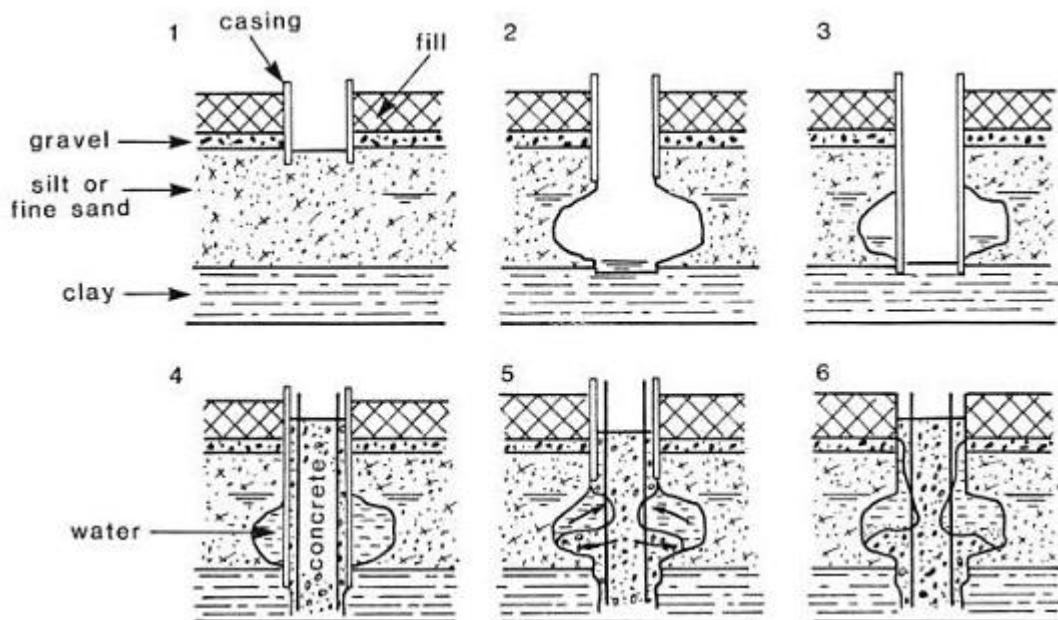
**Kuva 10. a) Kahmarikauha, b) meisseli kallion rikkomiseen, c) meisseli maan pehmentä-
miseen. (YIT:n luvalla; Niko Asikainen 2009)**

Mikäli kaivanto pystytään kaivamaan kuivana, riittää kaivun aikaiseksi tarkkai-
luksi lähinnä maakerrosten tunnistaminen. Kaivettaessa pohjavedenpinnan ala-
puolella vettä läpäisevässä maassa tai paineellisissa pohjavesiolosuhteissa
joudutaan työ tekemään vedenalaisena kaivuna. Tällöin tulee estää veden ja
sen mukana tulevan maan hallitsematon virtaaminen työputken alitse kaivan-

toon. Virtauksen estämiseksi työputken sisäpuolelle on saatava aikaiseksi riittävä ylipaine pitämällä putken sisällä oleva vedenpinta vähintään 1,0 m pohjavedenpintaa korkeammalla. Virtausta voidaan torjua myös pitämällä työputken upotusennakko kaivuun nähden riittävänä. (SFS-EN 1536)

Veden ja maan virtauksen estäminen on erityisen tärkeää häiriintymisherkissä pohjaolosuhteissa, joita ovat löyhät rakeiset maakerrokset, pehmeät koheesiomaat ja vaihtelevat pohjaolosuhteet. Upotusennakko tulee olla kulloistenkinkin maaperä- ja pohjavesiolosuhteiden asettamien vaatimusten mukainen (SFS-EN 1536). Kaivun etenemää tarkkaillaan tasaisin väliajoin mittanauhalla mittaamalla, jolloin tiedetään upotusennakon syvyys ja huomataan mahdollinen maan virtauksen johdosta tapahtuva kaivannon pohjan nousu.

Mikäli virtaustasapainosta ei huolehdita, saattaa maahan muodostua työputken ulkopuolelle vedellä täyttyneitä onkaloita, jotka voivat aiheuttaa ongelmia paalua betonoitaessa. Onkalossa oleva vesi voi päästä sekoittumaan betonin sekaan ja näin heikentämään sen laatua tai jopa huuhtomaan sementin osittain pois betonista, jolloin raudoite jää ilman korroosiosuojaa (kuva 11). Mikäli onkaloita jää maahan paalun valmistamisen jälkeen, voi niistä aiheutua painumia ympäröivän maan täyttäessä niitä hiljalleen, josta voi seurata ympäröivien rakenteiden painumia. Myös lähistöllä olevien paalujen kovettumaton betoni saattaa päästä liikkeelle maan liikkeiden myötä ja näin äskettäin valettuihin paaluihin aiheutuu vaurioita. (Fleming et al. 2009)



Kuva 11. Onkaloiden muodostuminen kaivuvaiheessa ja sen vaikutus betonointiin (Fleming et al. 2009).

Kahmarikauhatekniikan etuna on mainittu sen soveltuvuus kivien poistoon erityisesti suurissa paalukokoluokissa. Tällöin kahmarilla pystytään poistamaan huomattavasti suurempia kiviä kuin kairaamiseen perustuvassa Kelly-menetelmässä Auger- tai kannukairan siivillä. Yhdessä tehokkaan meislauksen kanssa se voi olla parempi ratkaisu kivisessä maaperässä. (Cartwright 2008)

Ongelmallista kaivu on kuitenkin ollut pehmeässä maassa, kun työputken eteen on sattunut kivi, jota ei saa putken läpi nostettua eikä myöskään rikottua, sen painuessa lyöntien mukana syvemmälle. Tällöin kivi on voinut aurata työputken edellä putkea suuremman kaivannon ja aiheuttanut onkaloita, joista on seurannut kuvan 11 mukainen tilanne. Tiiviissä maaperissä kahmarilla saatava maa-ainesmäärä on usein hyvin vähäinen, koska kahmarin toiminta perustuu pudotusvoimalla ja työkalun leuoilla leikattavaan massamäärään, johon ei voi vaikuttaa enää työkalun pudotuksen jälkeen. Tämän vuoksi kerralla nostetut määmäärät ovat voineet olla hyvin pieniä ja kaivusta on tullut pitkäkestoista. Muita kaivun tehokkuutta heikentäviä tekijöitä ovat olleet suuret määrät puiden juuria tai muita puisia kappaleita, jotka ovat vaikeuttaneet kaivua (Tomlinson 1986).

Myös sijainti- ja kaltevuuspoikkeamat ovat olleet ongelma kahmarikauhatekniikaa ja hiertopukkia käytettäessä. Käytännössä tämä on huomattu sillanraken-
nuskosteissa, joissa näkyvät pilariosat on tehty kaivinpaaluina. Pilarit ovat usein olleet eri suuntiin kaltevia ja sillan ulkonäköä on jouduttu korjaamaan jälkikäteen. (Harjula 1983)

Sijainti- ja kaltevuuspoikkeamien esiintymistä on perusteltu maaperäolosuhteilla. Vaatimukset ylittäviä poikkeamia on esiintynyt silloinkin, kun maa on ollut ohutta maakerrosta lukuun ottamatta silttiä. Maassa esiintyvät isot kivet ja loh-
kareet, joita on kaivun yhteydessä jouduttu meislaamaan, ovat voineet siirtää työputkea sivuun. Samaa ilmiötä on esiintynyt kaltevaa kallionpintaa meislatta-
essa. (Harjula 1983)

Hiertopukilla hierrettäessä työputken suoruutta on ollut hankala hallita, sillä niiden suuntaa ei ole voitu hallita muuten kuin kohdistamalla vesivaa'alla ennen hiertämistä. Tämän jälkeen upotetun työputken suuntaa ei juuri ole voinut korjata. Työputkien kaivun aikainen kallistuminen voi jopa kammata maan päällä olevaa hiertopukkia vinoon, jolloin kaivanto on lähtenyt jo alun pitäen suuntautumaan väärin. Hiertopukin asentoa on voitu yrittää korjata tunkkaamalla ja tukemalla lisämaalla alapuolelta.

2.4.3 Pohjan käsittely

Maahan tukeutuvilla paaluilla on huolehdittava, että kaivu ulotetaan niin syväälle, että paalun alapää sijaitsee koko poikkileikkausaltaan kantavassa kerroksessa. Paalun pohjan puhtaudesta on huolehdittava poistamalla kaikki pehmeät maa-ainekset ja pitämällä huolta veden virtaustasapainosta, jotta kaivannon pohja ei pääse pehmenemään hydraulisen murtumisen johdosta. Puhdistaminen tehdään mekaanisen kaivun lisäksi riittävällä veden vaihdolla.

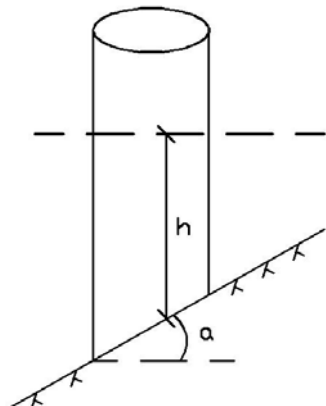
Jos moreeniin tukeutuvaa paalua ei ole mahdollista saada valmiiksi saman työvuoron aikana, varaudutaan vedenvirtauksen aiheuttamaan maaperän löyhtymiseen ja heikkenemiseen jättämällä paalukaivantoon tavoitetason yläpuolelle vähintään kaksi kertaa paalun halkaisijan tai vähintään 1,5 m paksuinen maakerros, joka kaivetaan pois seuraavana päivänä välittömästi ennen betonointia.

Kallion varaan perustettaessa suoritetaan varmistusmeislaus työputken pysähtyessä todennäköisen kallion pintaan, jotta voidaan olla varmoja, ettei kyseessä ole hyvin tiukka moreeni tai irtolohkare. Lopullinen työputken upotussyvyys määritetään varmistusmeislauksen yhteydessä saatujen näytteiden tai äänihavaintojen sekä pohjatutkimustulosten perusteella (SGY 1978). Kaivun aikana vastaan tulevat lohkarit pyritään ensisijaisesti rikkomaan tai syrjäyttämään meislaamalla, mutta tarvittaessa niiden räjäyttäminen on mahdollista.

Kallioon tukeutuvan paalun kärjen luistaminen on estettävä, jos kalliopinnan ja paalun pituusakselin normaalitason välinen kulma on yli 15°. Kalliopinnan kaltevuutta pystytään arvioimaan pohjatutkimusten perusteella melko luotettavasti etukäteen, mutta se tarkastetaan vielä työskentelyn aikana paalukaivannon pohjalta. Tarkastukseen on käytetty koetintankoa tai mittaluotia (Kemppi-Virtanen 1983).

Paalu ei pääse luistamaan, mikäli kalliopinnan päällä on riittävän paksu maakerros (taulukko 6). Mikäli kalliopinnalla ei ole riittävää maakerrosta, on kallion pinta meislattava tasaiseksi koko paalun poikkileikkauksen alalta tai käytettävä kalliotapitusta sivutuennan varmistamiseen. Kaltevuuden ollessa suurempi kuin 30° on kallion pinta aina meislattava tai louhittava tasaiseksi.

Taulukko 6. Tukevan maakerroksen ohjeellinen vähimmäispaksuus, kun kaivinpaalun kärki tukeutuu kaltevaan kallion pintaan (RIL 212-2001).

Kulma α	Maakerroksen vähimmäispaksuus h [m]			
	Keskittiivis tai löyhä karkea- rakeinen maa	Tiivis karkearakeinen maa tai löyhä moreeni	Keskittiivis tai tiivis moreeni	
$\leq 20^\circ$	$\geq 2,5$	$\geq 1,5$	$\geq 1,0$	
$\leq 25^\circ$	$\geq 3,0$	$\geq 2,0$	$\geq 1,5$	
$\leq 30^\circ$	$\geq 3,5$	$\geq 2,5$	$\geq 2,0$	

Vapaapudotteisella meisselillä tehtävä meislaus ja pohjasyvennyksen teko on hidasta ja se voi aiheuttaa huomattavia värinähaittoja ympäristöön. Meislaamisen avulla tapahtuva työputken tunkeutumisnopeus on kalustosta riippuen todettu olevan kalliossa yleensä 20...100 mm/h (SGY 1978). Pohjan profiili jää meislauksen jälkeen epätasaiseksi työtavan karkean luonteen vuoksi (kuva 12), minkä takia pohjan koloihin voi jäädä pehmeitä ja painuvia materiaaleja huolellisesta pohjan puhdistuksesta huolimatta (SGY 1978).

Pudotettaessa meisseliä vinoa kalliopintaa vasten voi työputken alapää siirtyä sivulle kalliosta kimmonneen meisselin iskun seurauksena. Tällöin seurauksena saattaa olla sallittujen poikkeamien ylitys niin kaltevuuden kuin sivusiirtymän suhteen (Cartwright 2008), jolloin on ollut edullisempaa käyttää kalliotapitusta, mikäli se rakenteen ja kallion laadun puolesta on ollut mahdollista (Tuhola 1984).



Kuva 12. Kalliosta vapaapudotteisella meisselillä irrotettuja kappaleita. MK: talvikenkä Jalas, koko 42. (YIT:n luvalla; Niko Asikainen 2009)

Näiden seikkojen vuoksi on kaivinpaalujen kalliotapitus meislauksen sijaan muodostunut Suomessa pikemminkin käytännöksi kuin poikkeukseksi. Lehtola (2004) on käsitellyt kalliotapituskäytäntöä insinööriyössään, jossa hän arvioi kahden esimerkkityömaan paalutussuunnitelmia ja niissä esiintyvää säännönmukaisuutta kalliotapituksen käytössä ilman, että olosuhteet sitä varsinaisesti vaativat.

Paalun pohjan lopulliseen puhdistamiseen ennen raudoittamista ja valua tulee suhtautua vakavasti, sillä kaivannossa oleva vesi voi sisältää merkittävän määrän hienoa hiekkaa tai silttiä, joka saattaa laskeutua kaivannon pohjalle ennen betonointia. Pohjan ja veden puhdistukseen on käytetty mummointia, työhön sopivaa lietepumppua tai lietepönttöä. Maa-ainesten laskeutuminen on estetty myös syöttämällä kaivannon pohjaan virtaavaa vettä tai paineilmaa, joka on pitänyt maa-ainekset liikkeellä ennen betonoinnin alkua, jotta ne eivät pääse laskeutumaan kaivannon pohjalle (RIL 179-1989). Pohjan puhtaus on tarkistettu ennen valua esimerkiksi kevyellä koetintangolla.

Kallioon tukeutuvilla vinoilla paaluilla tai vinoon kalliopintaan tukeutuvilla pystypaaluilla on pohjaa puhdistettaessa ongelmana ollut se, että työputki on saattanut olla kallionpinnassa vain toiselta laidalta, jolloin moreenin hienoaines on päässyt valumaan avoimelta laidalta työputken sisälle. Hienoaineksen valuminen avoimelta laidalta on pyritty estämään esim. valamalla betonitulppa työputken alapäähän ennen varsinaista paalun valua. (Harjula 1983)

2.4.4 Raudoittaminen

Kun paalun pohja on puhdistettu, lasketaan yleensä täysimittaiset raudoitushäkit kaivantoon mahdollisimman pian puhdistuksen jälkeen. Lasku tehdään yleensä samalla koneella kuin kaivukin. Tarvittaessa voidaan pitkää raudoitetta työputkeen nostettaessa käyttää raudoitteen alapään kannatukseen apukonetta ja varsinaiseen nostoon jopa kahta nosturia (InfraRYL 2006). Raudoitus tulee asentaa paalun akselin suuntaisesti siten, että betonipeite on oikea koko paalun pituudella.

2.4.5 Valu kuivissa olosuhteissa

Kaivinpaalun kaivun lopettamisen ja betonoinnin aloittamisen välisen ajan tulee olla mahdollisimman lyhyt. Paalun pohjan tulee olla täysin kuiva eikä siellä saa olla hienoaineita. Mikäli pohjalla havaitaan muutamaa senttimetriä enempää vettä, tulee se pumpata kuivaksi tai valaa vedenalaisena valuna (Fleming et al. 2009). Kuivissa olosuhteissa valaminen on melko suoraviivainen toimenpide. Valuun käytetään valusuppilaa ja siihen kiinnitettyä putkea niin, että massa on

pystytty johtamaan paalun keskelle eikä se ole osunut matkalla raudoitukseen tai kaivannon seiniin, jolloin betonin erottumista tai maan sekoittumista betoniin ei tapahdu. Betonin vapaa pudotuskorkeus valuputken alapäästä saa olla enintään kolme metriä (InfraRYL 2006). Valmistettaessa kaivinpaalu kuivavaluna paaluhukkaa ei synny koska betonointi voidaan lopettaa mihin tahansa tasoon työtason alapuolelle, mikäli betonin laatu on moitteetonta (Holmberg 1989). Muutoin valu tehdään samoja periaatteita noudattaen kuin vedenalainen valu.

2.4.6 Vedenalainen valu

Paalujen betonointi vedenalaisena on ollut huomattavasti yleisempää suomalaisissa olosuhteissa, joissa kaivinpaaluja on käytetty paljon siltojen perustamiseen (Holmberg 1989).

Vedenalainen valu suoritetaan ns. Contractor-valuna. Työputken sisään laskeaan valuputki, jonka halkaisija on yleensä 250 mm. Perinteisesti betonin virtaus on perustunut painovoiman vaikutukseen, mutta betonointi voidaan tehdä myös pumppaamalla (Gunaratne 2006). Tällöin valuputken halkaisija on 120...150 mm (BY 201). Valuputken päähän laitetaan tulppa tai käytetään valupalloa estämään betonimassan sekoittuminen veteen. Tulppa irtaana, kun ensimmäinen kuorma betonia kaadetaan valuputkeen, jonka jälkeen putken alapää pidetään koko valun ajan betonimassan sisällä. Kaivinpaalun valu aloitetaan kaivannon pohjalta siten, että valuputken pää on enintään halkaisijan verran pohjan yläpuolella. Valuputkea nostetaan tasaisesti ylöspäin valun edetessä siten, että valuputki on aina vähintään 1,5 metriä betonimassan sisällä. Valun nousunopeus vaihtelee kaivinpaaluilla paalukoosta, betonointikalustosta ja maalajista riippuen. Kirjallisuudessa Suurpaaluohjeet 1978 (SGY 1978) esittää nousunopeudeksi 3...12 m/h ja Betonitekniikan oppikirja (BY 201) 6...10 m/h. Normaalina betonimenekkinä on pidetty 12...25 % ylitystä teoreettiseen betonimäärään nähden (InfraRYL 2006).

Riittävä nousunopeus ja betonin työstettävyyssika tulee huomioida, sillä betoni ei saa kovettua liian nopeasti, jotta työputket saadaan nostettua ongelmitta pois kaivannosta. Tarvittaessa betonissa käytetään hidastinta riittävän työstettävyyssajan takaamiseksi. Työputken nostamista ei saa alkaa tehdä ennen kuin betonivalun pinta on noussut riittävään korkeuteen, jotta työputken sisällä olevan betonin ja vesipatsaan aiheuttama paine riittää tasapainottamaan työputken ulkopuolisen paineen. Työputkea nostettaessa maan ja veden aiheuttama työputken ulkopuolinen paine kohdistuu betoniin. Riittävällä ylipaineella varmistetaan, ettei veden tai maan virtausta tapahdu työputken alapään kautta, ja estetään raudoituksen nouseminen. Mikäli työputken sisällä ei ole riittävää ylipainetta, voi noston alkuvaiheessa tapahtua paalun varren kuroutumista. Tällöin työ-

putkesta valuva betoni ei ehdi täyttämään työputken jättämää tyhjiätilaa ennen maan virtausta tai ulkopuolinen maa saattaa aiheuttaa niin kovan vaakasuuntaisen paineen, että paalun varsi painuu kuopalle ja syntyy paikallinen kurouma. Aloitettaessa työputken nostoa tulee myös huomioida betonin ja työputken välinen kitka, joka pienentää noston alussa työputken sisäistä ylipainetta. Edellä mainittujen seikkojen vuoksi on tärkeää, että kaivinpaaluissa käytettävä betoni on riittävän notkeaa ja sen työstettävyyssäikä on riittävä, jotta se lähtee heti liikkeelle työputkea nostettaessa ja kulkeutuu helposti koko paalun vaipan alalle. (Fleming et al. 2009)

Työputkia nostetaan tasaisesti ylöspäin valun edetessä. Työputken noston tulisi olla melko hidasta erityisesti, jos tiedetään kaivuvaiheessa muodostuneen työputken ulkopuolelle veden täyttämiä onkaloita, joista on vaarana sekoittua vettä betoniin (kuva 11, kappaleessa 2.4.2). Työputken noston yhteydessä betonipinnan käyttäytymistä tarkkaillaan, jotta yllättäviä vajoamisia tai massan karkaamisia pehmeään tai huokoiseen maahan ei tapahdu. Myös raudoituksen ja mahdollisen vaippaputken pysymistä paikallaan tarkkaillaan niihin kiinnitettyjen rautilankojen avulla (InfraRYL 2006). Raudoite ei saa nousta tai painua valun aikana yli 0,15 m.

Suomessa kaivinpaaluilla on havaittu ylimääräistä betonimenekkiä ja sitoutumattomia maapesäkkeitä (Harjula 1983). Näiden syntymisen syitä ei ole kotimaassa tarkemmin selvitetty, mutta uudessa ulkomaisessa kirjallisuudessa on yleisimpiä syitä kaivinpaalujen laatuvirheisiin käsitelty melko paljon (Fleming et al. 2009, Caltrans 2008).

Paalun valua jatketaan, kunnes ylimääräisen veden ja kaivujätteen vuoksi pilaantunut betonipilarin yläpää nousee paalun katkaisutason yläpuolelle. Paalun katkaisutason ollessa maanpinnan yläpuolella valua jatketaan niin kauan, kunnes huonolaatuinen betoni on poistunut työputkesta. Mikäli katkaisutaso on syvemmällä, tulee valua jatkaa ainakin 0,5...1,0 m katkaisutason yläpuolelle, jotta heikko betoni voidaan myöhemmin leikata pois paalun yläpäästä. (Fleming et al. 2009)

Betonin tiivistyminen perustuu sen notkeuden, virtauksen sekä oman ja yläpuolisen nestepatsaan painon vaikutukseen. Vedenalaista valua ei tiivistetä täryttämällä, sillä se voi heikentää betonin ominaisuuksia, jos tärytin nousee betonipinnan yläpuolelle ja sekoittaa betoniin ylimääräistä vettä (BY 201). Tiivistäminen täryttämällä saattaa myös irrottaa kaivannon seinästä maa-ainesta, joka sekoittuu betoniin ja heikentää sen laatua (Fleming et al. 2009). Tarvittaessa kaivinpaalun yläosan kunnollinen tiivistyminen voidaan veden poispumppaamisen jälkeen varmistaa suorittamalla jälkitärytys esimerkiksi, kun paalun katkai-

sutaso on samassa tasossa työtason tai paalun yläpäässä on tiheämpi raudointus. Jälkitärytystä ei kuitenkaan tulisi tehdä 1...2 m syvemmälle.

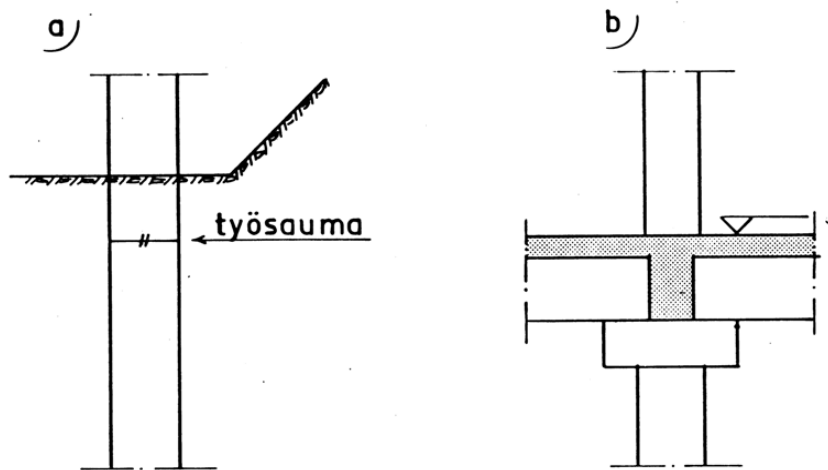
2.4.7 Jälkityöt

Riippuen paalun pituudesta ja halkaisijasta on työsaavutus kahmarikauhamenettelmällä ollut suomalaisissa olosuhteissa karkeasti arvioiden noin 2 paalua työviikkoa kohden. Paalun valmistamisessa on kaivun ja valun lisäksi vielä yksi tärkeä työvaihe, joka ohitetaan oppaissa yleensä lyhyellä maininnalla.

Paalun katkaisun oikeaan korkoon voi tehdä aikaisintaan viikon kuluttua valusta. Katkaisuun on olemassa useita menetelmiä, mutta perinteisesti Suomessa katkaisu on hoidettu käsikäyttöisillä paineilmalla toimivilla piikkausvasaroilla. Nykyisin on olemassa tehokkaampia esimerkiksi kaivinkoneisiin liitettäviä vasa-roita, joilla betoni saataisiin lyötyä helposti rikki. Niitä ei kuitenkaan suositella käytettävän, koska samalla saatetaan aiheuttaa betoniin halkeamia katkaisutasoa syvemmälle.

Paalun katkaisu on voitu sivuuttaa valamalla paalu suoraan pilariksi, mikä on tarjonnut vaihtoehtoja myös maanpinnan yläpuolisten rakenteiden jatkamiseen, koska esimerkiksi siilorakenteissa tai silloissa pystytään paalujen ja rakenteen välinen antura jättämään kokonaan pois ja johtaa kaivinpaalu pilarina suoraan sillan kanteen (kuva 13a). Talonrakennuksessa on kuitenkin käytetty välittävänä rakenteena anturaa, jonka lisäksi liitokseen on usein liittynyt alapohjan palkisto (kuva 13b) (Rönkä 1976).

Paalun yläosan valu pilariksi vaatii vaippaputken käyttämistä riittävällä matkalla paalun yläosassa, mutta ei välttämättä koko paalun pituudella. Pilariksi tehtäessä paalun valu on tuotu vaippaputken sisässä niin pitkälle, että pilaantunut betoni on noussut katkaisutason yläpuolelle. Tämän jälkeen ylimääräinen betonimassa on imetty pois vaipan sisältä imuautolla katkaisutasoon saakka. Lopuksi betonimassa on tiivistetty täryttämällä muutaman metrin matkalta siten, että tärytin on ollut koko ajan paalun vaippaputken osuudella, eikä sitä ole laskettu vaippaputken alapuolelle.



Kuva 13. a) Paalun teko pilariksi valuputken avulla ja b) paalun ja rakennuksen liitoskoh-
ta anturarakaisulla (Rönkä 1976).

Paalun pään katkaisumenetelmien kehittämiseksi on erityisesti Isossa-Britanniassa tehty paljon töitä. Uusilla menetelmillä on pyritty vähentämään työntekijään kohdistuvaa värinärasitusta sekä pöly- ja meluhaittoja (FPS 2008, HSE 2002). Vaihtoehtoisia ratkaisuja paalun katkaisuun ovat muun muassa hydrauliset murskaimet (kuva 14a), vesipiikkaus tai etanadynamiitin tapaisen paisuvan aineksen käyttö yhdessä erikoismuottien kanssa (kuva 14b) sekä vaahto- tai polystyreenimuovin käyttö raudoitteiden erottamiseksi betonista, jonka jälkeen betoni irrotetaan paalun päästä hydraulisella tunkilla kiilaamalla tunkkaamalla. Uusilla ratkaisuilla on saatu vähennettyä huomattavasti työntekijöihin ja ympäristöön kohdistuvia haittavaikutuksia ja toisaalta paalujen katkaisuun käytetty aika on lyhentynyt todella paljon.



Kuva 14. a) Hydraulinen murskain (Taets 2009), b) raudoite varusteltu paisuvan kemikaalin käyttöön soveltuvilla muoteilla (Recepieux 2009).

Paalun katkaisun jälkeen varren ehjyys mitataan yleensä PIT- tai ultraäänimitauksella. Kalliokontakti voidaan tarkistaa poraamalla joko porakone- tai kallionäytekairalla. Myös staattiset tai dynaamiset koekuormitukset paalun toimin-

nan varmistamiseksi ovat mahdollisia. Perinteisillä tekniikoilla tehtävien koe-kuormitusmenetelmien lisäksi markkinoilla on tarjolla muun muassa Statnamic- sekä Österberg-Cell –menetelmä (PMC 2009; Loadtest 2009).

2.5 Muita valmistustekniikoita

2.5.1 Yleistä

Maahan kaivamalla upotettuun putkeen tehtävistä kaivinpaaluista tai kaivinpaalua vastaavista rakenteista on olemassa lukuisia eri tekniikoita ja sovelluksia. Suomessa näitä paaluja on tehty ainakin viidellä eri tavalla joita ovat perinteinen kaivinpaalutus kahmarikauhan ja meisselin avulla, kaivinpaalutus Kelly- ja CFA-menetelmällä sekä porapaalut ja Lorenz-paalut.

2.5.2 Kelly-menetelmä

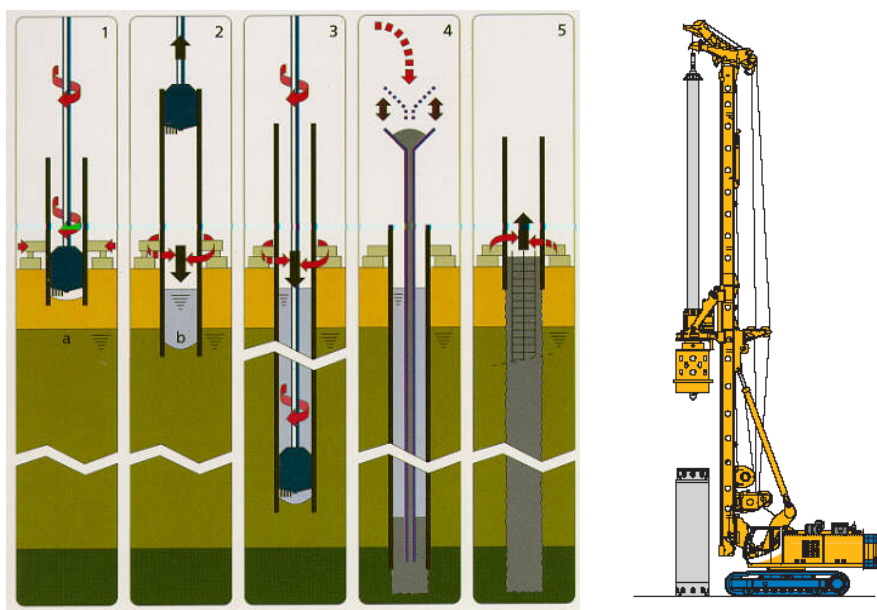
Kelly-menetelmässä, jota myös rotaatiokairaukseksi nimitetään, (eng. Kelly method, rotary boring, rotary drilling, rotary piling) pystytään kaivinpaalutuskoneen mastossa olevalla pyörittäjällä kiertäen ja painaen asentamaan kaivantoa tukeva työputki maahan, jolloin erillistä oskillaattoria eli hiertopukkia sen asentamiseen ei tarvita. Pyörittäjän työputkeen kohdistama vääntövoima on ollut 35...40 kNm suuruinen, joka nykyaikaisilla raskailla kaivinpaalutuskoneilla on mahdollistanut yllättävän pitkien kaivantojen tukemisen. Isossa-Britanniassa vuosien mittaan tehtyjen havaintojen mukaan halkaisijaltaan 1200 mm paalut voidaan upottaa noin 25 m syvyyteen. (Cartwright 2008).

Työputkessa oleva maa-aines kaivetaan ulos putkesta Kelly-tangon päässä olevilla työkaluilla. Kelly-tanko menee pyörittäjän lävitse, jonka avulla tankoa työkaluineen painetaan ja pyöritetään kaivun mahdollistamiseksi. Kelly-tankoon on tarjolla useita erilaisia työkaluja, jotka voidaan vaihtaa nopeasti tangon päässä olevaa tappiliitosta käyttämällä. Nopea ja yksinkertainen liitos mahdollistaa työkalujen tehokkaan käytön oikeaan aikaan oikeassa paikassa. Perustyökaluja ovat kannukairat, lyhyet Auger-kairat ja sydänkairat.

Kun työputki on tyhjennetty ja kallionpinta saavutettu, pystytään kallion pinta meislaamaan tasaiseksi kivien rikkomiseen tarkoitettuja työkaluja käyttäen. Meislauksessa ei aiheudu niin paljoa tärinää kuin perinteisillä menetelmillä, koska se perustuu Kelly-tangon päässä olevan työkalun kiertämällä ja painamalla tapahtuvaan mekaaniseen kallion pinnan rikkomiseen. Kitkapaalun tai maahan tukeutuvan paalun pohjaan voidaan tehdä anturalaajennus erikoistyökalulla. Tämä tosin vaatii suotuisia olosuhteita ja soveltuu ainoastaan kiinteissä koheesiomaissa tai tiiviissä kivettömässä pohjaveden yläpuolella olevassa kit-

kamaassa toteutettavaksi (Juhola 1976). Paalun pohjan tasauksen jälkeen paalu on valmis raudoitettavaksi ja betonoitavaksi. Kuvassa 15 on esitetty Kelly-menetelmällä tehdyn kaivinpaalun työvaiheet. Taulukossa 7 on esitetty kirjallisuudessa esitettyjä tuotantokapasiteetteja.

Tämän tutkimuksen tarkoituksena on tutustua Kelly-menetelmän soveltuvuuteen Suomessa. Menetelmän toteutustapaa ja soveltuvuutta käsitellään yksityiskohtaisesti kappaleissa 4 – 6.



Kuva 15. Kelly-menetelmällä tehdyn kaivinpaalun työvaiheet sekä havainnekuva menetelmää käyttävästä paalutuskoneesta (Geoforum 2009; Bauer 2009).

Taulukko 7. Kaivinpaalujen tuotantokapasiteetti erilaisissa pohjaolosuhteissa (SGI 2004).

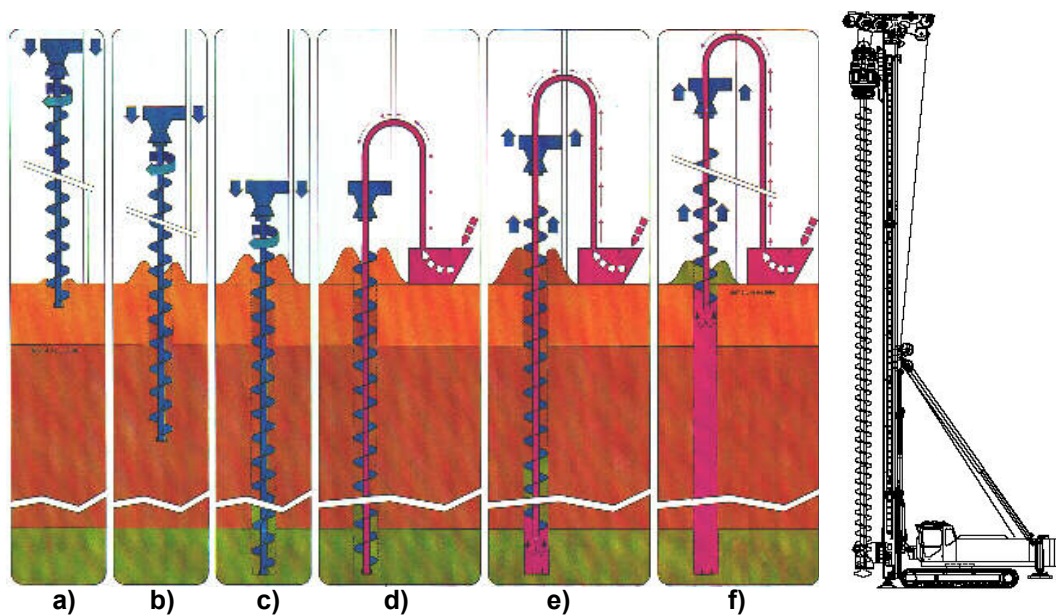
Paalumäärä* / viikko / kone					Menetelmä
Paalun halkaisija mm	Koheesiomaa, ei pohjavettä	Koheesiomaa, vedenalainen kaivu	Kitkamaa, ei pohjavettä	Kitkamaa, vedenalainen kaivu	
450-750	Vähintään 30 paalua / viikko pohjaolosuhteista riippumatta.				CFA
900-1200	25	20	5-10	5-10	Kelly
1350-1500	20	15	3-5	3-5	Kelly

* paalujen pituus noin 30 m

2.5.3 CFA-menetelmä

CFA-menetelmää (Continuous Flight Auger) on käytetty Suomessa ainakin Jyväskylässä Soneran laajennustyömaalla halkaisijaltaan 550 mm paalujen tekoon vuonna 2000 (Schroderus 2002). Menetelmässä pitkä Auger-kaira upote-

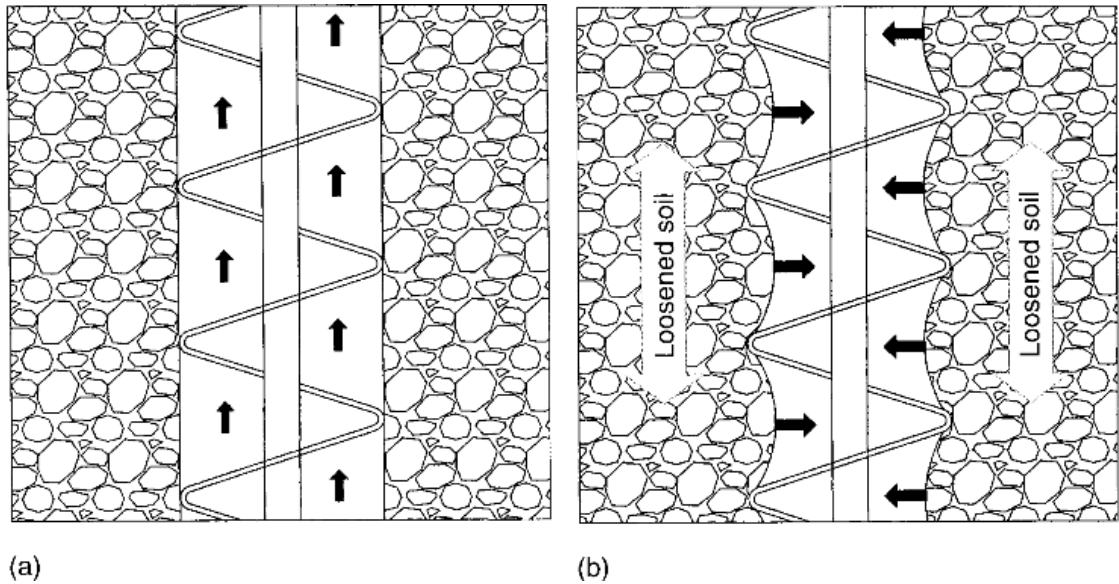
taan määräsyyvyyteen, jonka jälkeen sitä pyöritetään ja nostetaan tasaisesti ylös, jolloin maa nousee kairan mukana ylös ja tukee kaivantoa. Samanaikaisesti noston kanssa pumpataan kaivantoon kairan ontton putken läpi betonia, jolloin paalun betonointi tapahtuu kairaa kaivannosta nostettaessa. Näin betoni alkaa tukea kaivantoa eikä se pääse sortumaan (kuva 16). Valun jälkeen betoniin upotetaan paalun raudoite. CFA-menetelmällä voidaan tehdä ainoastaan maahan tukeutuvia paaluja ja koheesiopaaluja. Menetelmä on yleisesti käytössä muun muassa Keski-Euroopassa, jossa suotuisat pohjaolosuhteet mahdollistavat tekniikan tehokkaan käytön. CFA-menetelmällä pystytään tekemään aina 1200 mm halkaisijaltaan olevia paaluja. Yleisimmin käytetyt koot ovat kuitenkin 300, 450, 600 ja 750 mm (Fleming et al. 2009).



Kuva 16. Havainnekuvat CFA-paalun valmistusvaiheista sekä CFA-koneesta (Geoforum 2009; Junttan 2009).

Jyväskylän kokemusten mukaan paalujen betonointi onnistui pääosin vaatimusten mukaisesti, mutta paaluille tehdyissä PDA-mittauksissa havaittiin paalujen kapasiteetin alittavan suunnittelun pohjana olevat laskelmat. Mittaukset saivat tukea myös siitä, että pohjaolosuhteet paalujen kohdilta oli tarkistettu lisäkairauksilla, joista selvisi myös kantavan kerroksen sijainti. Vertailtaessa paalujen tunkeumatasoa todettiin niiden jääneen liian ylös, josta kapasiteetin alitus johtui. (Schroderus 2002)

CFA-kairan heikkous on sen tehoton läpäisykyky tiukassa maaperässä, kuten moreenissa, jolloin kairaa joudutaan pyörittämään pitkään paikoillaan. Ylikairauksen myötä siivekkeet alkavat nostaa maata kaivannon laidoilta eikä niinkään pohjalta (kuva 17), jolloin kaivantoa ympäröivä maa löyhtyy ja saattaa muodostua veden täyttämiä onkaloita (Fleming et al. 2009).



Kuva 17. a) Periaatekuva CFA-kairan toiminnasta ja b) ylikairauksen aiheuttamasta maan löyhtymisestä (Fleming et al. 2009).

2.5.4 Porapaalutus

Porapaalutuksessa avoin työputki porataan maahan ja yleensä se myös jätetään sinne osaksi paalua, jolloin rakenne toimii liittorakenteena. Työputki on kuitenkin mahdollista nostaa pois kaivannosta, jolloin tuloksena on kaivinpaalua vastaava betonipilari. Porapaalutuksessa työputki porataan maahan uppopo-raamalla (Down-the-Hole-Hammer) siten, että pilottikruunu pyörittää suojaputken alapäässä olevaa avarinkruunua. Työputki porataan kallion pintaan tai vähän matkaa kallioon, jonka jälkeen paalun alapäälle voidaan porata pohjasyvennys haluttuun syvyyteen. Porauksen aikana maa-aines poistetaan työputken sisältä maanpinnalle paineilman tai veden avulla huuhtelemalla. Porauksen jälkeen pilottikruunu ja poralaitteisto poistetaan työputkesta. Tämän jälkeen paalu huuhdellaan irtonaisesta maa-aineksesta, asennetaan raudoite ja betonoidaan alhaalta ylöspäin. Betonoinnin aikana työputki nostetaan vaiheittain pois kaivannosta. Tarvittaessa raudoite voidaan asentaa myös betonoinnin jälkeen, kuten Helsingin Musiikkitalon patoseinän rakentamisessa, jossa tekniikka on Suomessa käytetty.

Musiikkitalolla porapaalutuslaitteistoa käytettiin yhdessä CFA-laitteiston kanssa siten, että CFA-menetelmällä asennettiin aluksi työputki maahan ja kaivettiin tyhjäksi aina kallionpintaan saakka, jonka jälkeen porapaalutuskalustolla tehtiin paalulle pohjasyvennys kallioon (kuva 18).



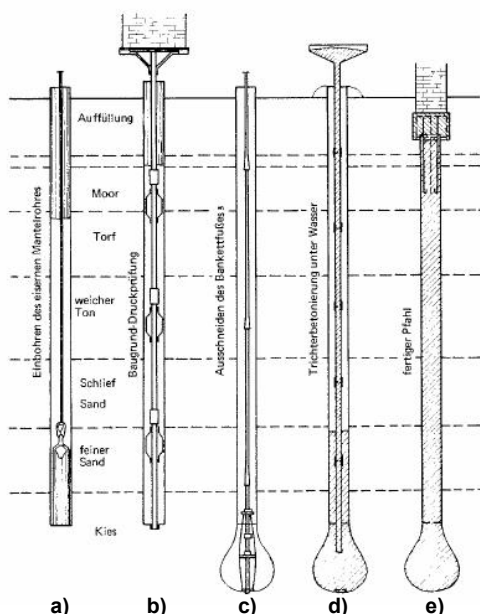
Kuva 18. Patoseinän tekoa Helsingin Musiikkitalolla CFA- ja DTH-laitteistolla. (Kuva: Petri Ihalainen 2006)

2.5.5 Lorenz-paalu

Lorenz-paaluja on käytetty aikoinaan Suomessa vähäisissä määrin siltakohteissa. Lorenz-paalut, joiden läpimitta vaihtelee 320...600 mm välillä, valmistetaan lyömällä työputki vaiheittain maahan ja tyhjentämällä maa-aines putkesta läppäkairatyypisellä työkalulla. Määräsyvyyden saavuttamisen jälkeen paalun pohjaa on voitu tiivistää erikoistyökalulla, jonka jälkeen työputken sisällä on voitu suorittaa koekuormitus riittävän kantavan kerrostuman ja näin ollen upotussyvyyden määrittämiseksi. Tarvittaessa työputken pään alapuolelle on voitu avaruskairalla sorvata laajennusosa paalun anturaksi. Tämän jälkeen paalu on raudoitettu ja betonoitu valuputkia käyttäen. Työputki on yleensä jätetty maahan, mutta se on myös voitu nostaa ylös. Lorenz-paalun työvaiheet on esitetty kuvassa 19. (Juhola 1974; 1976)

Lorenz-paalu on soveltunut käytettäväksi silloin, kun maa-aines on kivetöntä. Suomessa pohjaolosuhteet ovat harvoin otolliset Lorenz-paalulle, sillä sattumanvaraiset kivet hankaloittavat tai estävät tämän tyyppisen paalun käyttöä ja erityisesti sen pohjalaajennuksen teon alkuunsa. Myös pohjaveden vaikutus paalun pohjaa löyhdyttävänä tekijänä on lisännyt vaikeuksia. (Juhola 1974)

Lorenz-paalu on voitu käyttää tehokkaasti myös vetopaaluna, kun alapään laajennusosa on muodostanut maahan tehokkaan ankkurin. Tällöin paalun raudoituksessa on luonnollisesti huomioitava vetovoimat. (Juhola 1974)



Kuva 19. Lorenz-paalun valmistusvaiheet (Köhn 1968).

2.6 Ympäristövaikutukset

Kaivinpaalutuksen, kuten muidenkin paalutustekniikoiden, aiheuttamat ympäristövaikutukset ovat oleellisimmilta osilta maaperän käyttäytymiseen, tärinään ja meluun liittyviä. Yhteistä ympäristövaikutuksille on, että ne riippuvat aina kunkin kohteen olosuhteista. Näin ollen eri kohteissa tehdyt mittaukset ja saadut tulokset eivät koskaan ole suoraan verrattavissa keskenään. Maaperän käyttäytymisen ja tärinöiden eteneminen maaperässä määräytyy kunkin kohteen pohjaolosuhteista. Melun kulkeutuminen ilmateitse ja koettu voimakkuus ovat taas riippuvaisia mm. taustamelusta, kohdetta ympäröivästä puustosta ja rakenteista, heijastavista pinnoista sekä muista äänen kulkeutumiseen liittyvistä seikoista.

SPO-2001 esittää paalutustyöstä aiheutuvana maaperän häiriintymisenä maa-kerrosten siirtymiä ja tiivistymisiä sekä häiriintymistä ja huokosvedenpaineen kasvua. Maaperän häiriintyminen aiheutuu yleensä paalutustekniikan maata syrjäyttävistä ja tiivistävistä ominaisuuksista sekä työn aiheuttamasta tärinästä.

Kaivinpaalun ajatellaan olevan maata syrjäyttämätön menetelmä, sillä paalutettaessa maa poistetaan hallitusti kaivannosta ja korvataan betonilla. Tällöin vältetään maan tiivistymisestä johtuvista sivusiirtymistä, jolloin myöskään maan huokosvesipaine ei nouse. Koska työputkea upotettaessa maata ei syrjäytetä sivulle, voidaan vierekkäiset kaivinpaalut tehdä tämän ansiosta lähelle toisiaan. Vierekkäisten paalujen tekoa ei kuitenkaan saa aloittaa, ennen kuin aiemmin valetun paalun betoni on saavuttanut lujuuden 6 MN/m^2 . Suomessa kaivinpa-

lutukseen käytetyllä kahmarikauhamenetelmällä suurimmat impulssimaiset tärinät ovat aiheutuneet kallion meislaamisesta vapaapudotteisella meisselillä, mistä on voinut aiheutua huomattavia tärinätasoja (Cartwright 2008).

Tärinätasoja havainnoitaessa on tyypillistä, että ihmiset kokevat tärinän usein voimakkaana, vaikka se onkin hyvin pientä verrattaessa rakennusten vaurioitumista aiheuttaviin tärinätasoihin (Fleming et al. 2009). Paalutuksen aiheuttamasta tärinästä johtuvaa rakennusten vaurioitumisriskiä voidaan arvioida heilahdusnopeuden suurimman pystykomponentin perusteella. Rakennusten suurimpia suositeltavia heilahdusnopeuden arvoja on esitetty alla olevassa SPO-2001:n esittämässä taulukossa.

Taulukko 8. Rakennusten suurimpia suositeltavia pystysuoria heilahdusnopeuden arvoja paalutustöissä (RIL 212-2001).

Rakennuksen luokka	Rakennuksen laatu	Suurin heilahdusnopeus, mm/s
1	Vanhat historialliset rakennukset	2
2	Halkeilleet rakennukset, tiilirakennukset	5
3	Hyväkuntoiset vauriottomat rakennukset	10
4	Hyvin vahvat rakennukset	10-40

Rakennuksen laadun lisäksi heilahdusnopeuden ja vaurioriskin vuorosuhde riippuu paikallisista olosuhteista, muun muassa pohjasuhteista sekä tärinän ominaisuuksista, kestoajasta ja taajuudesta. Paalutuksesta aiheutuvien tärinöiden taajuudet vaihtelevat 2...50 Hz välillä, suurimpien tärinöiden esiintyessä 5...20 Hz alueella. (RIL 212-2001)

Melutasojen ohjearvoina oleskeluun varatuilla ulkoalueilla käytetään valtioneuvoston päätöksen 993/92 mukaisia ohjearvoja. Päätöksen mukaan asuntoalueiden keskiäänitaso LA_{eq} päivällä klo 7 – 22 välisenä aikana ei saa ylittää 55 dB, eikä yöllä klo 22-7 välisenä aikana 50 dB (Saukkonen 2008). Melupäätösten noudattaminen ja käytännöt melupäätöksen alaisista töistä kuitenkin vaihtelevat kaupungeittain. Esimerkiksi Espoossa melua aiheuttavaksi työksi katsotaan kaikki työ, joka ylittää kohteen vallitsevan melutason ja tällöin tulee hakea melulupa työn toteutuksen ajaksi.

Kaivinpaalutuksessa työputken upottaminen tehdään hierto- tai kiertomenetelmiä käyttäen, eikä siitä aiheudu esimerkiksi lyömällä upotettavien paaluihin verrattavia suuria äänipäästöjä. Pääosa työnaikaisesta melusta aiheutuu paalutus-koneen moottorin äänestä (Fleming et al. 2009).

SPO-2001 esittää alla olevan taulukon mukaiset melutasot erilaisille paalutuslaitteille. Taulukon esittämiä meluarvojen laatua ei suurpaalutusohjeessa tar-

kenneta, mutta ilmeisesti ne ovat hetkellisiä melutasoja. Taulukon mukaan kaivinpaalutuskoneen aiheuttamat melutasot eivät ole kovimmasta päästä.

Taulukko 9. Erilaisten paalutuslaitteiden aiheuttama melu ja sen vaimeneminen avoimessa maastossa (RIL 212-2001).

Paalutuslaite	Melutaso 10 m etäisyydellä [dB]	Arvioitu etäisyys, jolla melutaso on 80 dB [m]
Vapaapudotusjärkele	85 – 100	20 – 160
Kiihdytetty hydraulijärkele	95 – 105	80 – 320
Dieseljärkele	100 – 110	160 – 640
Täryjunta	80 – 95	10 – 80
Franki-paalutuskone	80 – 90	10 – 40
Kaivinpaalutuskone	80 – 90*	10 – 40*

* Arvot pätevät ainoastaan silloin, kun työputki upotetaan maahan painamalla ja/tai hiertämällä

3 Suunnittelu

3.1 Mitoitusohjeistuksen kehitys

3.1.1 Kansallinen ohjeistus

Kotimainen suunnittelukäytäntö talonrakentamisen ja siihen liittyvien kaivanto- ja maarakennuskohteiden geoteknisen suunnittelun osalta on pohjautunut vuoden 1975 Suomen Rakentamismääräyskokoelman (RakMK) osan B 3 Pohjarakenteet määräyksiin, joiden uusittu versio tuli voimaan vuonna 2004. Alun pitäen hyvin lyhyttä ja suppeata määräysosaa täydentämään on laadittu lukuisia ns. yhdistysohjeita, joissa esitetään yksityiskohtaisempia suunnitteluohjeita määräysten vaatimusten ja hyvän rakennustavan toteutumisen varmistamiseksi. (Ympäristöministeriö 2008)

Suomen Geoteknillisen yhdistyksen (SGY) julkaisema Suurpaaluohjeet 1978 oli ensimmäinen kaivinpaalujen suunnittelua ja toteutusta koskeva yhdistysohje. Ohjeen käsittelemät paalutyypit olivat kaivinpaalu ja Franki-paalu. Vuoden 1978 Suurpaaluohjeet toimivat pääasiallisena ohjeena kaivinpaalujen suunnittelussa lähes kahdenkymmenen vuoden ajan, kunnes Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry:n ja SGY:n yhteistyön tuloksena julkaistiin Suurpaalutusohje SPO-1995.

Uusittu Suurpaalutusohje vei kaivinpaalujen kansallista mitoituskäytäntöä kohti laadintavaiheessa ollutta Eurokoodi-järjestelmää ja kaivinpaalujen toteuttamista käsiteltiin silloin lausuntokäsittelyssä olleen eurooppalaisen standardin SFS-EN 1536 Pohjarakennustyöt - Kaivettavat paalut pohjalta. Uudistuksella haluttiin sovittaa mitoitus- ja rakentamiskäytäntöä eurooppalaisiin vaatimuksiin soveltuvaksi. Samalla suurpaalutusohje lisättiin kattamaan myös Vibrex- ja teräsputki-paalut. (RIL 212-2001)

Suurpaalutusohjeen uusin painos julkaistiin vuonna 2001 (SPO-2001). Suurpaalutusohjeen esittämä kaivinpaalujen suunnittelujärjestelmä tarkennettiin lopullisesti eurokoodin esistandardin SFS-ENV 1997-1:1996 ja sen kansallisen soveltamisasiakirjan periaatteiden mukaiseksi (Ympäristöministeriö 2008). Kaivinpaalujen toteuttamista käsittelevät kohdat perustuivat tällöin jo voimaan saatettuun SFS-EN 1536 standardiin. Vaikka SPO-2001:n suunnittelujärjestelmä perustuu eurokoodien osavarmuuslukumenetelmään, sallii RakMK edelleen kokonaisvarmuuslukumenetelmän käytön myös kaivinpaalujen mitoittamisessa.

Muissa kuin talonrakennuskohteissa on geotekniseen suunnitteluun käytetty

SPO-2001:n tukena viranomaisten ohjeita. Tiehallinnon siltakohteissa käytetään Tiehallinnon julkaisemia täydentäviä ohjeita, joista uusin on Sillan geotekniset suunnitteluperusteet TIEH 2100053-v-07. Kaivinpaalujen osalta Tiehallinnon ohjeistus viittaa suurpaalutusohjeeseen, eikä siinä ole aikaisemmasta poiketen juuri lainkaan Tiehallinnon omia ohjeita kaivinpaalujen mitoitusta koskien. (Tiehallinto 2007)

Paalutusohjeistuksen kehitystä on jatkettu eteenpäin SPO-2001-2001 ilmestymisen jälkeen ja seuraava kansallinen julkaisu, jossa kaikkien paalutyypin ohjeet on yhdenmukaistettu ja tuotu Eurokoodi-maailmaan, on julkaisuvuorossa vuonna 2010 (Riihimäki 2009). Tällöin ohjeet on jaettu kahteen osaan suunnittelun ja toteutuksen kohdalta, mikä tulee todennäköisesti selkeyttämään ohjeistusta kaivinpaalujen osalta.

Nykyisessä SPO-2001:ssa kaivinpaalujen toteuttaminen ja paalutuksen aikainen valvonta on esitetty melko yksityiskohtaisesti, mutta suunnittelun ja toteutuksen käsittely rinnakkain sekoittaa kokonaisuutta. Myös eri paalutyypin käsittely samassa tekstissä sekä standardeista otetut irtonaiset lauseet vaikeuttavat kokonaisuuden ymmärtämistä.

3.1.2 Eurokoodit

Euroopan unionin sisämarkkinoiden edistämiseksi on pitkään tehty yhtenäisiä eurooppalaisia kantavien rakenteiden suunnittelumääräyksiä ja soveltamisohjeita eli niin sanottuja eurokoodeja. Eurokoodit ovat kantavien rakenteiden suunnittelua koskevia eurooppalaisia standardeja, jotka kattavat varmuuden määrittämisperiaatteet sekä erilaiset kuormat, kuten hyöty-, lumi- ja tuuli-, lämpö-, onnettomuus- ja nosturikuormat. Eurokoodeihin tutustuessa on hyvä huomata, että Eurokoodi ei nimeä paalujen suunnittelussa käytettäviä mitoitusmenetelmiä eikä näin ollen myöskään tuo mukanaan uusia, entistä parempia laskentakaa-voja. Paaluperustuksien suunnitteluun käytettävät mitoitusmenetelmät jäävät suunnittelijan harkinnan varaan, minkä vuoksi kansallinen ohjeistus säilyttää edelleen paikkansa hyväksi havaittujen menetelmien, kaavojen ja käyrästöjen esittäjänä. (Eurokoodi Help Desk 2008a)

Vuosien 1992 - 1998 aikana julkaistiin eurokoodien esistandardit ENV-eurokoodit ja niihin liittyvät kansalliset soveltamisasiakirjat NAD:t (National Application Documents). Suomessa geoteknistä suunnittelua koskevaa esistandardia SFS-ENV 1997-1:1996 on voitu käyttää vuodesta 1996, jolloin ympäristöministeriö julkaisi kansallisen soveltamisasiakirjan. Esistandardin suunnittelua koskevia ohjeita oli sovellettu jo SPO-1995 uudistamiseen. (Eurokoodi Help Desk 2008; Ympäristöministeriö 2008)

Esistandardien muuttaminen varsinaisiksi standardeiksi (EN-standardeiksi) alkoi vuonna 1998. Standardien soveltaminen eri maissa vaati kansallisten liitteiden NA (National Annex) laatimista, joissa jäsenmaat voivat ilmaista omat kansallisesti määritettävät parametrit eurostandardeissa esitettyjen suositusarvojen sijaan. Kansallisten parametrien käyttö mahdollistaa standardien mukauttamisen oman maan olosuhteiden ja suunnittelun mukaiseksi. (Eurokoodi Help Desk 2008a)

Geoteknistä suunnittelua koskevat eurokoodit ovat SFS-EN 1997-1:2004 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 1 – Yleiset säännöt, joka vastaa kattavuudeltaan lähinnä RakMk osaa B3 Pohjarakenteet. Toinen osa SFS-EN 1997-2:2007 Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu. Osa 2 – Pohjatutkimus ja koestus käsittelee kenttä- ja laboratoriokokeiden tekemistä ja tulosten käsittelyä koskevia vaatimuksia.

Ensimmäinen eurokoodipaketti otettiin Suomessa käyttöön 1.11.2007, jolloin talonrakennuksen suunnittelussa käytettävät keskeiset eurokoodiosat julkaistiin suomeksi sekä niihin liittyvät kansalliset liitteet vahvistettiin. Tällöin ympäristöministeriön toimivaltaan kuuluvissa talonrakennuksen ja siihen liittyvien maa- ja vesirakennustöiden suunnittelussa otettiin käyttöön geoteknisen suunnittelun standardi SFS-EN 1997-1 yhdessä talonrakennuksen geoteknisen suunnittelun kansallisen liitteen (NA-YM) kanssa, joka on laadittu ympäristöministeriön toimesta.

Eurokoodin mukainen mitoitus tullaan ottamaan myöhemmin käyttöön myös liikenneministeriön alaisessa tie- ja ratasuunnittelussa sekä maa- ja metsätalousministeriön pieniä patoja koskevassa suunnittelussa. Infrarakenteiden osalta käyttöönottopäätös vielä puuttuu, sillä niitä varten laadittava kansallinen liite (NA-Infra) on vasta valmistumassa. Kansalliset liitteet (NA-YM & NA-Infra) tulevat eroamaan toisistaan ainakin kuormien osavarmuuslukujen käytön suhteen (Slunga 2009).

3.1.3 Suunnittelujärjestelmien rinnakkaiskäyttökausi

Eurokoodien käyttöönoton yhteydessä alkoi rinnakkaiskäyttökausi (1.11.2007 – 1.4.2010), jonka aikana talonrakentamisessa voidaan kantavien rakenteiden suunnitteluun käyttää joko Suomen rakentamismääräyskokoelman B-osan määräyksiä ja ohjeita tai eurokoodeja ja niiden kansallisia liitteitä. Niitä ei saa kuitenkaan sekoittaa keskenään, vaan suunnittelu tulee tehdä alusta loppuun valitulla järjestelmällä. (Eurokoodi Help Desk 2008b)

Rinnakkaiskäyttöaikana on kuitenkin huomattava, että muut rakentamismää-

räyskokoelman määräykset ja ohjeet – kuten esimerkiksi A2 Rakennuksen suunnittelijat ja suunnitelmat mukaan lukien niihin sisältyvät ohjeet suunnittelu-tehtävien vaativuudesta ja suunnittelijan pätevyydestä – ovat voimassa. (Eurokoodi Help Desk 2008b)

Rinnakkaiskäyttökauden loputtua vuoden 2010 maaliskuun loppuun mennessä eurokoodien kanssa päällekkäiset suunnittelusäännöt poistetaan rakentamismääräyskokoelmasta. Tämän jälkeen eurokoodi on ainoa viranomaisten vahvistama suunnitteluohje (Slunga 2009)

3.2 Kuormat ja varmuustaso

3.2.1 Kansallisen mitoitusjärjestelmän kuormat ja varmuustaso

Suomen rakentamismääräyskokoelman (RakMK) osan B3 Pohjarakenteet koskevista määräyksistä on tehty selittävät ohjeet RIL 144-2002 Rakenteiden kuormitusohjeet ja RIL 121-2004 Pohjarakennusohjeet. RakMK mahdollistaa pohjarakenteiden mitoituksen joko kokonaisvarmuuslukumenetelmällä tai osavarmuuslukumenetelmällä, jossa tarkastellaan sekä murto-, että käyttörajatilaa. Osavarmuuslukumenetelmän käyttö geoteknisissä laskelmissa on ollut normien ja ohjeiden tasolla laajasti esillä jo 1970-luvulta lähtien, mutta sen käyttö on ollut tähän asti hyvin vähäistä (Ympäristöministeriö 2008). Ainoa merkittävämpi käyttökohde on ollut SPO-2001, joka on laadittu silloin voimassa olleen Eurokoodin esistandardin ja sen kansallisen soveltamisasiakirjan mukaista osavarmuuslukumenettelyä soveltaen. Osavarmuuslukumenetelmän rinnalla SPO-2001 on kuitenkin sallinut käyttää kokonaisvarmuuslukumenetelmän käytön.

Yleisellä tasolla pohjarakenteiden ja paalujen suunnittelu on tottumuksen ja yksinkertaisemman mitoituksen vuoksi pohjautunut kokonaisvarmuuslukumenetelmän käyttöön talonrakennuskohteissa ja sallittujen jännitysten menetelmän käyttöön Tiehallinnon kohteissa.

RakMK esittää keskeisten suunnittelukohteiden osalta yleispiirteiset kokonaisvarmuuden minimitasot. Paalun kantokyvyille kokonaisvarmuusluku F on 2,2. Luotettavin koemenetelmin varmennettuna kokeellisen mitoituksen perusteella paalun kantokyvyn kokonaisvarmuusluvaksi F on kuitenkin voitu sallia 1,6. Luotettavaksi koemenetelmäksi katsotaan esimerkiksi staattisten koekuormitusten perusteella määritetty kantokyky tai maan tutkittuihin ominaisuuksiin perustuva kantokyvyn laskenta. (Ympäristöministeriö 2008)

3.2.2 Eurokoodijärjestelmän kuormat ja varmuustaso

Eurokoodin mitoitusmenettely perustuu osavarmuuslukumenetelmän käyttöön. Eurostandardin mukaisessa geoteknisen kantavuuden mitoituksessa huomioitavat kuormat perustuvat yleisten kuormien osalta standardiin SFS-EN 1991-1: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1: Yleiset kuormat. Siltojen perustuksia suunniteltaessa tulee huomioida myös siltojen liikennekuormat jotka esitetään standardissa SFS-EN 1991-2: Eurocode 1: Actions on structures. Part 2: Traffic loads on bridges.

Paalujen geoteknisen suunnittelun ohjeet annetaan standardissa SFS-EN 1997-1, jossa murtorajatilatarkastelujen osavarmuuslukujen valintaan esitetään kolme mitoitus tapaa, joista Suomessa anturaperustusten, paaluperustusten, ankkureiden ja tukirakenteiden mitoitukseen on valittu käytettäväksi mitoitus tapaa 2. Tämä menettely on lähinnä Suomessa pääasiassa käytettyä kokonaisvarmuuslukumenetelmää, jolloin suunnittelutyön muutokseen on helpompi mukautua ja toisaalta saatua mitoitus tulosta on suhteellisen helppoa verrata kansallisen mitoitus tavan antamaan tulokseen.

Eurokoodi 7:n mukaan tarkasteltavia murtorajatiloina on viisi:

- Tasapainon menettäminen (EQU)
- Rakenteen tai rakenteellisten osien murtuminen (STR)
- Rakennuspohjan murtuminen (GEO)
- Vedenpaineen aiheuttama noste (UPL)
- Hydraulisen gradientin aiheuttama pohjan nousu (HYD)

Paaluperustuksien suunnittelu tehdään rakenteen tai rakennuspohjan murtorajatilatarkasteluun perustuen (STR/GEO), jolloin mitoitus tavan 2 mukaiset osavarmuusluvut tulee valita kyseiseen tarkasteluun perustuen. Mitoitus tavassa 2 käytetty osavarmuuslukusarjojen yhdistelmä on seuraava:

Yhdistelmä: A1 "+" M1 "+" R2

jossa	A1 on	kuormien (γ_F) tai kuorman vaikutusten (γ_E) osavarmuusluku
	M1	maaparametrien osavarmuusluvut (γ_m)
	R2	kantavuuden osavarmuusluku (γ_R).

Mitoitus tapaa 2 käytettäessä voidaan menetellä kahdella eri tavalla. Kuormien osavarmuusluvut kohdistetaan ominaisarvoihin mitoitus laskelman alussa ja koko laskelma tehdään mitoitus arvoilla tai laskelma tehdään kuormien ominaisarvoilla ja osavarmuuslukuja käytetään vasta laskelman lopussa murtorajatilaehtoa tarkistettaessa. Menettely tavoista käytetään merkintöjä DA2 ja DA2*.

3.2.3 Vertailumenettely

Tampereen teknillisessä yliopistossa on vuonna 2005 selvitetty paalutusta koskien eurokoodijärjestelmän ja kansallisen mitoituskäytännön eroavaisuuksia eurokoodin kansallisen liitteen laatimista varten. Selvityksen tavoitteena on ollut määrittää kansallisesti valittavat parametrit siten, että kansallisella ja eurokoodien mukaisella mitoituksella päädytään samanlaisiin ratkaisuihin kansallisen varmuustason likimääräiseksi säilyttämiseksi. Selvityksessä esitettyjen laskelmien pohjalta on päädytty kansalliseen liitteeseen (NA-YM) valittuihin parametreihin. Laskelmat on päivitetty vuoden 2007 alussa vastaamaan vahvistettavaa kansallista liitettä (NA-YM) Teknillisessä korkeakoulussa. Laskelmien tulokset on esitetty raportissa ”Vertailulaskelmat SFS-EN 1997-1:n kansallisen liitteen laatimista varten”. (Gustavsson 2008)

Eurokoodijärjestelmässä paalun mitoittamisen varmuustaso perustuu osavarmuyslukumenetelmän sekä erityisten korrelaatiokerrointen käytön antamaan varmuustasoon.

Korrelaatiokertoimien ξ arvot valitaan staattisten koekuormitusten, dynaamisten koekuormitusten tai pohjatutkimuspisteiden kappalemäärän tai suhteellisen määrän mukaan. Korrelaatiokertoimet riippuvat siitä, käytetäänkö laskuihin tutkimustulosten keskiarvoa vai minimiarvoa. Korrelaatiokertoimilla on haluttu lisätä varmuustasoa. Mitä tarkemmat tutkimukset paalujen osalta tehdään, sen pienempi on korrelaatiokerroin, joka antaa kevyemmän kokonaisvarmuustason ja vähemmän ”ylimitoitusta”.

Eurokoodijärjestelmässä paalun kantavuuden määrittäminen perustuu keskieu-rooppalaiseen geologiaan, jossa Pohjoismaissa useimmiten käytetty tukipaalu harvoin tulee mahdolliseksi. Tämän vuoksi Eurokoodi korostaa staattista koekuormitusta ensisijaisena menettelynä varmuustason todentamiseksi. (Riihimäki 2009)

Vaikka Eurokoodi lähtee ensisijaisesti siitä, että paaluille tehdään staattisia koekuormituksia varmuustason todentamiseksi, tulee korrelaatiokerrointen määrittäminen Suomessa pohjautumaan lyöntipaaluilla pohjatutkimustulosten ja dynaamisten koekuormitusten määrään sillä staattiset koekuormitukset ovat kalliita ja aikaa vieviä järjestää. Lyöntipaaluilla dynaamisten koekuormitusten teko on lisäksi maassamme rutinoitunutta. Kaivinpaaluilla asian tekee ongelmalliseksi se seikka, että niille ei ole juurikaan tehty Suomessa dynaamisia koekuormituksia, jolloin menetelmän kalibrointi kotimaisiin olosuhteisiin on jäänyt tekemättä. Myöskään maassamme PDA-mittauksiin tällä hetkellä käytettävä kevyehkö lyöntikalusto ei sovellu suurten kaivinpaalujen koestukseen, sillä pudotusjuntan

painon tulisi olla 1...2 % koestettavan paalun kantokyvystä (PDI 2008). Näin ollen kaivinpaalujen mitoitus tulee todennäköisesti pohjautumaan pääosin pohjatutkimustulosten käyttöön ja satunnaisiin staattisiin koekuormituksiin. Mikäli kaivinpaaluja tullaan tulevaisuudessa tekemään nykyistä enemmän, voi niiden dynaamisesta koestamisesta tulla entistä tärkeämpää mitoituksen optimoinnin mahdollistamiseksi.

Gustavssonin (2008) vertailulaskelmissa on tutkittu paalujen korrelaatiokertoimien arvoja ja niiden vaikutusta kokonaisvarmuuteen. Tutkimuksen mukaan standardin SFS-EN 1997-1:2004 mukaisia osavarmuuslukuja ja korrelaatioker-toimia vastaavat kokonaisvarmuusluvut (KV) voidaan arvioida kaavalla:

$$KV = (\gamma_G G_R + \gamma_Q Q_R) \times \xi \times \gamma_t \quad (1)$$

jossa KV on kokonaisvarmuusluku

γ_G	pysyvän kuorman osavarmuusluku
γ_Q	muuttuvan kuorman osavarmuusluku
ξ	kestävyyden määrittävästä riippuva korrelaatiokerroin
γ_t	kestävyyden osavarmuusluku
G_R	pysyvän kuorman osuus kokonaiskuormasta
Q_R	muuttuvan kuorman osuus kokonaiskuormasta ($G_R + Q_R = 1$).

Tutkimuksessa esitetyt vertailut on tehty puristusjännityksen alaisille paaluille, joihin vaikuttaa yksi epäedullinen pysyvä kuorma ja yksi epäedullinen muuttuva kuorma, jolloin SPO-2001:n ja Eurokoodin mukaiset kuormitustapaukset vastaavat toisiaan (Kiiskilä 1997; SFS-EN 1997+NA-YM). Näin ollen SPO-2001:n mukaiset kokonaisvarmuusluvut voidaan laskea yllä esitetyllä kaavalla (1) ja verrata sitä Eurokoodin antamaan varmuustasoon. Kuormitustapausten osavarmuusluvut on esitetty taulukossa 10. Vertailulaskelmissa kuormakertoimena K_{FI} on 1,0 (Gustavsson 2008).

Taulukko 10. Kuormitustapausten osavarmuusluvut.

Kuormitustapausten osavarmuusluvut	Sarja A1 (NA-YM)	SPO-2001
Pysyvä kuorma		
- epäedullinen	1,15 K_{FI}	1,2
- edullinen	0,9	1,0
Muuttuva kuorma		
- epäedullinen	1,5 K_{FI}	1,50
- edullinen	0	0

Taulukkoon 11 on koottu eurokoodien ja SPO-2001:n ohjeistamat kantavuuden osavarmuusluvut kaivetuille paaluille. Taulukosta huomataan, että SPO-2001:n esittämät osavarmuusluvut ovat kauttaaltaan suuremmat kuin eurokoodin vas-

taavat.

Taulukko 11. Kaivettujen paalujen kantavuuden osavarmuusluvut Eurokoodin kansallisen liitteen (NA-YM) ja SPO 2001:n mukaan.

Kestävyys	Merkintä	Sarja R2 (NA-YM)	SPO-2001
Kärki	γ_b	1,2	1,6
Vaippa (puristus)	γ_s	1,2	1,3
Kokonais-/yhdistetty (puristus)	γ_t	1,2	1,5
Vedetty vaippa:			
- lyhytaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,35	1,6
- pitkäaikainen kuormitus	$\gamma_{s,t}$	1,5	2,0

Vertailulaskelmissa kantavuuden osavarmuuslukuna on käytetty kansallisen liitteen paaluille annettua kantavuuden osavarmuuslukua "kokonais/yhdistetylle puristukselle" $\gamma_T = 1,2$ ja kuormakertoimena $K_{FI} = 1,0$ (Gustavsson 2008).

Gustavssonin (2008) raportissa staattisiin koekuormituksiin perustuvien korrelaatiokertoimien laskelmat on tehty vertaamalla eurokoodivarmuutta RakMK:n sallimaan kokonaisvarmuuteen $F=1,6$ ja pohjatutkimustuloksiin perustuvia eurokoodivarmuuksia on verrattu RakMK:n kokonaisvarmuuden $F=2,2$ sijaan Lyöntipaalausohjeen LPO-2005 (RIL 223-2005) kokonaisvarmuuteen $F=2,5$. Tämä on sinänsä järkevää, koska Suomessa käytetään ylivoimaisesti eniten lyömällä asennettavia teräsbetonipaaluja. Kaivinpaaluille RakMK sallii kuitenkin kokonaisvarmuutena käytettävän arvoa $F=2,2$.

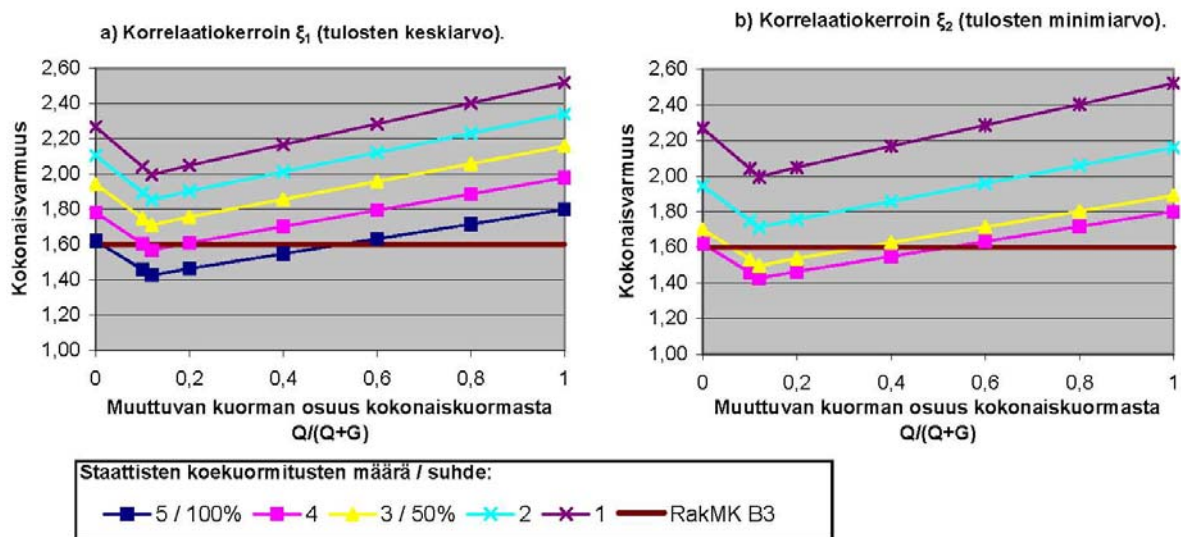
Kuvassa 20 on esitetty Eurokoodin mukainen geotekniselle kantavuudelle lasketun kokonaisvarmuusluvun F yhteys staattisesti koekuormitettujen paalujen lukumäärään ja kuormitussuhteeseen $Q/(Q+G)$. Kokonaisvarmuusluvut on laskettu sekä staattisten koekuormitusten keskiarvon että minimiarvon perusteella. Korrelaatiokertoimina on käytetty taulukon 12 arvoja.

Taulukko 12. Kansallisen liitteen (NA-YM) korrelaatiokertoimet ξ ominaisarvon johtamiseksi staattisista koekuormituksista (n - koekuormitettujen paalujen lukumäärä tai suhde)

ξ kun $n^*=$	1	2	3 / 50%	4	5 / 100%
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

* Lukumäärällä n tarkoitetaan geoteknisen kantavuuden kannalta samanlaisissa pohjasuhteissa tehtyjen samanlaisten paalujen mittausten lukumäärää tai osuutta paalujen kokonaismäärästä (50 %, 100 %). Kappalemäärän tai prosenttiosuuden mukaan valitaan se, jonka perusteella saadaan pienempi korrelaatiokerroin.

Kokonaisvarmuus F staattisten koekuormitusten perusteella (NA-YM).



Kuva 20. Kokonaisvarmuusluvun F ja staattisesti koekuormitettujen paalujen lukumäärän sekä kuormitussuhteen $Q/(Q+G)$ yhteys, kun paalun kantavuus on mitoitettu SFS-EN 1997-1:n ja sen kansallisen liitteen (NA-YM) korrelaatiokertoimia ξ_1 ja ξ_2 sekä kestävyys-osavarmuuslukua ($\gamma_t = 1,2$) käyttäen (Gustavsson 2008).

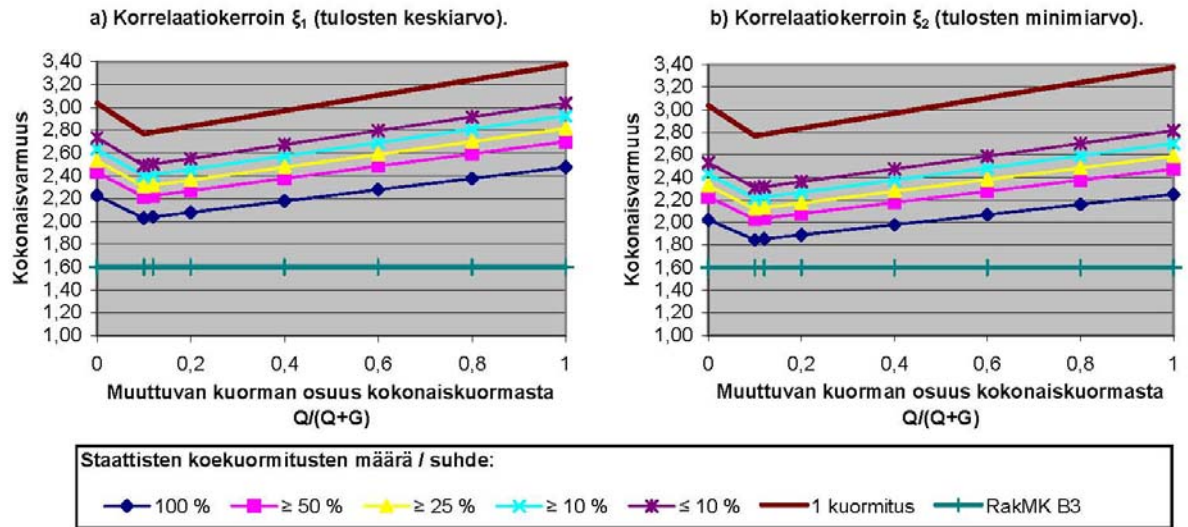
Koska SPO-2001:n mitoitusmenettely perustuu eurokoodijärjestelmään, voidaan siinä esitettyjen osavarmuuslukujen (taulukko 11) ja korrelaatiokertoimien (taulukko 13) mukaiset kokonaisvarmuustasot laskea myös kaavalla (1) (kuva 21).

Taulukko 13. Suurpaalutusohjeen 2001 korrelaatiokertoimet ξ ominaisarvon johtamiseksi staattisista koekuormituksista (n - koekuormitettujen paalujen suhde kokonaismäärästä)*

ξ kun n=	< 10 %	≥ 10 %	≥ 25 %	≥ 50 %	100 %
ξ_1	1,35	1,30	1,25	1,20	1,10
ξ_2	1,25	1,20	1,15	1,10	1,00

* Taulukon %-luvut lasketaan saman kohteen vastaavissa pohjaolosuhteissa käytetyistä samanlaisista paaluista, jolloin koekuormitettujen paalujen määrän on oltava vähintään kaksi. Yhden staattisen koekuormituksen tapauksessa ξ on 1,5.

Kokonaisvarmuus F staattisten koekuormitusten perusteella (SPO-2001).



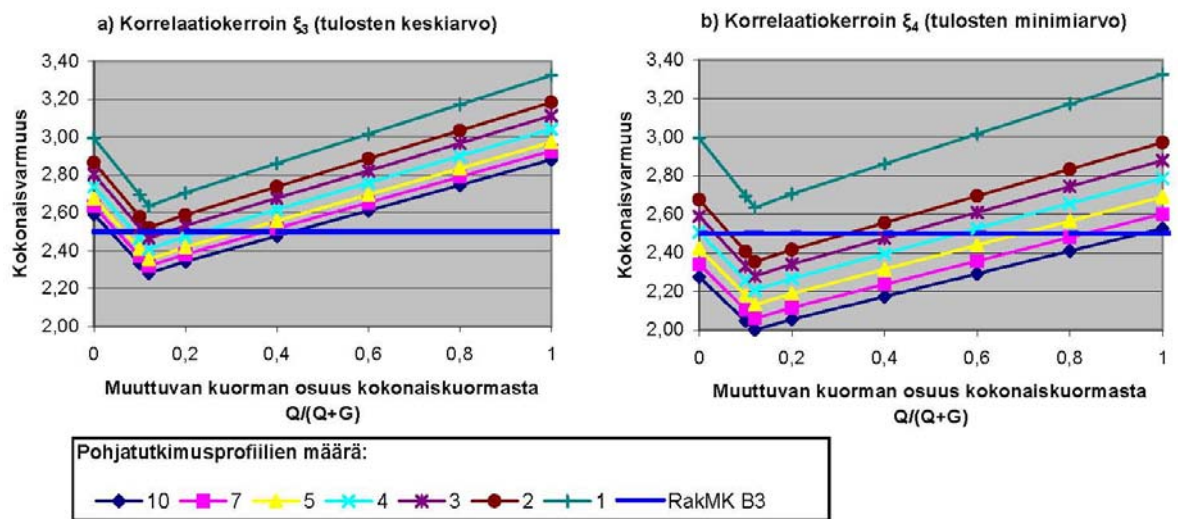
Kuva 21. Kokonaisvarmuusluvun F ja staattisesti koekuormitettujen paalujen suhteellisen määrän sekä kuormitussuhteen $Q/(Q+G)$ yhteys, kun paalun kantavuus on mitoitettu SPO-2001:n esittämiä korrelaatiokertoimia ξ_1 ja ξ_2 sekä kestävyysluokkaa ($\gamma_t = 1,5$) käyttäen.

Vastaavasti voidaan tutkia pohjatutkimustulosten perusteella lasketun geoteknisen kantavuuden kokonaisvarmuusluvun F (kuva 22) yhteyttä koeprofilien määrään ja muuttuvan kuorman kuormitussuhteeseen. Eurokoodin kansallisen liitteen mukaiset korrelaatiokertoimet on esitetty taulukossa 14.

Taulukko 14. Kansallisen liitteen (NA-YM) korrelaatiokertoimet ξ ominaisarvon johtamiseksi pohjatutkimustuloksista (n – koeprofilien lukumäärä).

ξ kun n=	1	2	3	4	5	7	10
ξ_3	1,85	1,77	1,73	1,69	1,65	1,62	1,60
ξ_4	1,85	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

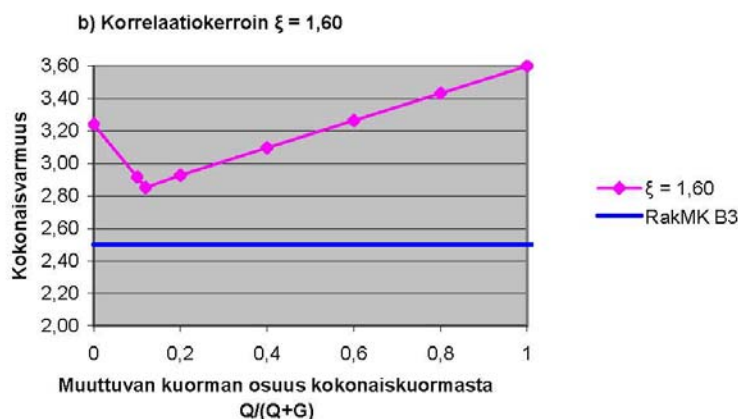
Kokonaisvarmuus F pohjatutkimustulosten perusteella (NA-YM)



Kuva 22. Kokonaisvarmuusluvun F ja pohjatutkimustulosten sekä kuormitussuhteen $Q/(Q+G)$ yhteys, kun paalun kantavuus on mitoitettu SFS-EN 1997-1:n ja sen kansallisen liitteen (NA-YM) korrelaatiokertoimia ξ_3 ja ξ_4 sekä kestävyuden osavarmuuslukua ($\gamma_t = 1,2$) käyttäen (Gustavsson 2008).

Suurpaalutusohjeessa vaihtelevia korrelaatiokertoimia on esitetty käytettävän ainoastaan staattisia tai dynaamisia koekuormituksia tehtäessä. Pohjatutkimustulosten perusteella mitoitettaessa ei tutkimuspisteiden määrällä ole merkitystä, vaan korrelaatiokertoimena ξ käytetään aina arvoa 1,60. Näin ollen kokonaisvarmuustaso vaihtelee ainoastaan muuttuvan kuorman suhteellisen osuuden mukaan (kuva 23).

Kokonaisvarmuus F pohjatutkimustulosten perusteella (SPO-2001)



Kuva 23. Kokonaisvarmuusluvun F ja pohjatutkimustulosten sekä kuormitussuhteen $Q/(Q+G)$ yhteys, kun paalun kantavuus on mitoitettu SPO-2001:n korrelaatiokerrointa $\xi = 1,60$ sekä kestävyuden osavarmuuslukua ($\gamma_t = 1,5$) käyttäen.

Lisäksi Gustavssonin (2008) laatimassa raportissa on esitetty kattavasti tapaukset, joissa paalujen mitoitus perustuu dynaamisten koekuormitusten pohjalta tehtyihin laskelmiin. Dynaamisten koekuormitusten kanssa käytettyjen korrelaatiokertoimien vaikutusta ei esitetä tarkemmin tässä raportissa, sillä kuten jo mainittua dynaamisten koekuormitusten käyttö Suomessa ei ole kaivinpaalujen kohdalla ollut yleistä.

3.3 Mitoitusmenettelyjen erot

Kaivinpaalujen mitoittaminen voidaan SPO-2001:n mukaan tehdä joko kokonais- tai osavarmuuslukumenetelmällä. SPO-2001:n osavarmuuslukumenetelmä perustuu eurokoodin esistandardiin, joten siinä käytetyt osavarmuusluvut kuormitustapauksille ja kantavuudelle sekä korrelaatiokertoimet eroavat eurokoodin SFS-EN 1997-1:2004 kansallisessa liitteessä (NA-YM) esitetyistä.

SPO-2001:ssa esitetyt kantavuuden osavarmuusluvut ovat kauttaaltaan selkeästi suuremmat kuin eurokoodin esittämät. Staattisten koekuormitusten perusteella määräytyvien korrelaatiokertoimien vertailu on hankalaa, koska eurokoodissa käytetään joko koekuormitusten kappalemäärää tai suhteellista määrää korrelaatiokertoimen valintaan, kun taas SPO-2001:ssa valinta perustuu staattisten koekuormitusten suhteelliseen määrään. Kuitenkin verrattaessa molemmissa olevia 50 % ja 100 % tapauksia, huomataan SPO-2001:en korrelaatiokertoimien olevan hieman suurempia tai yhtä suuria kansallisen liitteen (NA-YM) kertoiimiin verrattuna. Pohjatutkimustulosten perusteella määritettävien korrelaatiokertoimien arvo vaihtelee eurokoodissa tehtyjen pohjatutkimusprofiilien määrän mukaan, mutta SPO-2001:ssa korrelaatiokertoimena ξ käytetään aina arvoa 1,60 sekä tulosten keskiarvolle että minimiarvolle.

Verrattaessa kokonaisvarmuustasoja kaikissa kuvissa 1...4 huomataan, että eurokoodimitoituksella päästään pienempään kokonaisvarmuustasoon kuin SPO-2001:n ohjeistuksella. Eritoten pohjatutkimustulosten perusteella määritetty varmuustaso on SPO-2001:llä mitoitettaessa paljon korkeampi. Verrattaessa eurokoodimitoituksen antamaa kokonaisvarmuustasoa RakMK:ssa esitettyihin varmuustasoihin F on 1,6 tai 2,2, voidaan todeta, että eurokoodimitoituksella päästään samaa suuruusluokkaa olevaan kokonaisvarmuustasoon kuin kokonaisvarmuuslukumenettelyllä, kun tiedetään muuttuvan kuorman osuuden olevan yleensä noin 1/3 kokonaiskuormasta.

Eurokoodien myötä kaivinpaalujen varmuustaso tulee laskemaan, mutta tässä kohtaa voinee puhua lähinnä mitoituksen järjeistamisestä. Eurokoodeja laadittaessa on tavoitteena ollut säilyttää nykyinen RakMK:n mukainen kansallinen taso, joka vaikuttaa onnistuneen melko hyvin myös kaivinpaaluja ajatellen.

4 Kaivinpaalutus Kelly-menetelmällä

4.1 Yleistä työkohteesta

Kaivinpaalutuskohde sijaitsi Espoossa Leppävaaran kaupunginosassa. Pohjois-Leppävaaran alueella sijainnut koekohde rajoittui kauppakeskuksen ja Kehä I:n liityntärampin väliin. Kutakin tontin laitaa reunustivat kevyenliikenteen väylät, jotka rajoittuivat lännessä ja pohjoisessa liikerakennuksiin sekä itäisellä ja eteläisellä laidalla Kehä I:n liityntäramppiin sekä Turuntiehen (kuva 24). Turuntien eteläpuolella kulkee lisäksi junarata.



Kuva 24. Ilmakuva kaivinpaalutuskohteen sijainnista Leppävaarassa. Tontin rajat on merkitty keltaisella viivalla ja kaivinpaalutettava torniosa punaisilla pisteillä. (Eniro 2009)

Kolmion muotoisen tontin Valurinkujan sivun pituus oli noin 45 m, Leppävaaranraitin sivun noin 60 m ja Kehä I:n liittymään rajoittuvan sivun noin 70 m. Kaivinpaalutettavan tornitalon leveys oli Valurinkujan suuntaisesti noin 17 m ja pituus Leppävaaranraitin suuntaisesti noin 31 m.

Kohteen sijainti pääkaupunkiseudun liikenteellisessä solmukohdassa toi omat haasteensa rakentamisen aikaisiin logistiikkajärjestelyihin. Jo pelkästään tontin ahtaus aiheuttaa haasteita rakentajille, ovathan pelkästään kaivinpaalutuskoneen dimensiot 6 metriä leveyssuuntaan ja 10 metriä pituussuuntaan.

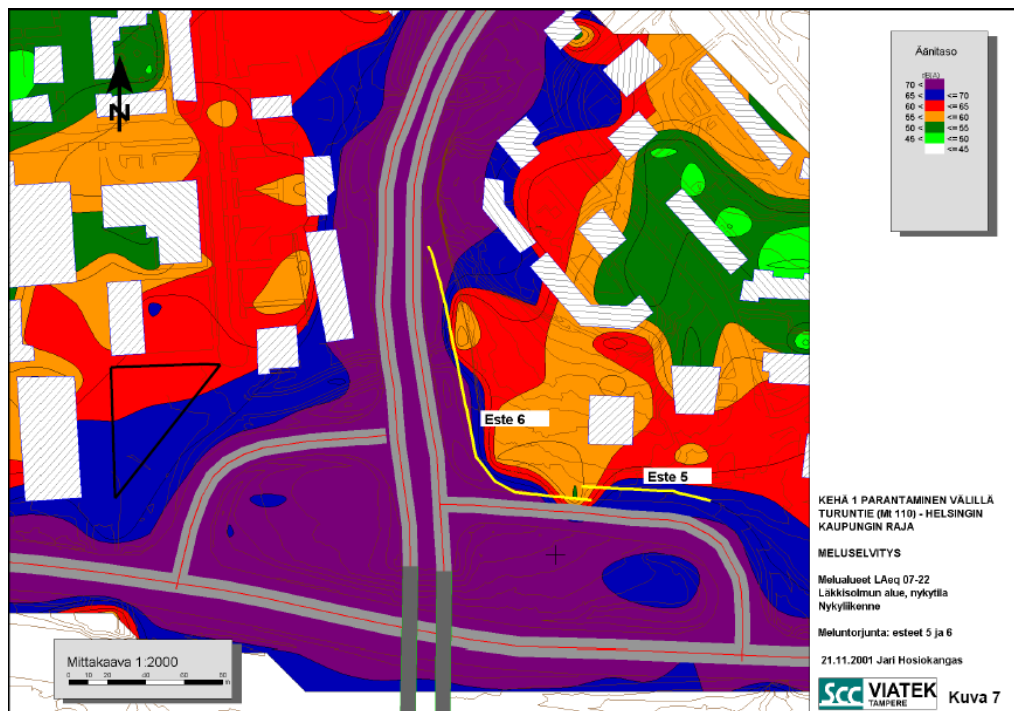
Kohteeseen rakennettavan 21-kerroksisen tornitalon perustamiseksi valmistettiin 67 kallioon tukeutuvaa kaivinpaalua, joiden halkaisija oli Ø 880 mm. Paalutustyöt aloitettiin syyskuussa 2008. Liitteessä A on esitetty kohteen paalukartta.

4.2 Työkohteen ympäristöolosuhteet

4.2.1 Melu

Työkohteen alueella vallitseva melu koostui pääosin Kehä I:n liikenteen aiheuttamasta melusta. SCC Viatek Oy (2001) oli tehnyt meluselvityksen Leppävaaran alueesta Kehä I tiesuunnitelman laatimisen yhteydessä, jolloin oli selvitetty tieliikenteen aiheuttamat melutasot.

Kaivinpaalutuskohteen alueella keskiäänitaso päivällä klo 7-22 vaihtelee 60 – 70 dB välillä. Leppävaaran alueella vallitsevat keskiäänitasot on esitetty alla olevassa kuvassa



Kuva 25. Liikenteen aiheuttamat keskiäänitasot päivällä (klo 7 – 22) kaivinpaalutuskohteen ympäristössä ja alueella. Työkohde on merkitty karttaan mustalla rajauksella. (SCC Viatek 2001)

4.2.2 Tärinä

Kohteessa tehdyn tärinäselvityksen mukaan ennen rakentamisen aloitusta kohteessa mitatut tärinäarvot ovat olleet pienet. Suurimman tärinävaikutuksen kohteessa aiheuttaa sen eteläpuolella kulkeva rataliikenne. Rataliikenne on kuitenkin

kin pääosin henkilöjunaliikennettä, eli junat ovat kevyitä ja kalusto hyväkuntoista. Lähistöllä aiemmin tehtyjen mittausten mukaan heilahdusnopeus on ollut 0,1...0,3 mm/s. (Malk & Helin 2005)

Rakentamisen aikana hetkittäistä tärinää aiheutui myös Kehä I:n toiselle puolelle tehdyn tunnelityön räjäytyksistä, jotka tuntuivat voimakkaana tärinänä työkohteessa.

4.2.3 Painumat ja siirtymät

Painumille ja siirtymille alttiita rakenteita ovat tonttia ympäröivät katurakenteet, jotka ovat vaaitusten mukaan noin 50-150 mm katusuunnitelmassa esitettyjä korkeuksia alempana. Katujen alla tonttia ympäröivät vesijohdot ja viemärit sekä kaapeliputkitukset. Valurinkujassa on 5-7 metrin päässä tornitalon tontin rajasta valurautainen 300 mm:n vesijohto ja 600 mm:n ja 800 mm:n betoniset jätevesi- ja sadevesiviemärit. Putket on perustettu maanvaraisesti savelle, joka on vahvistettu kalkkipilareilla. Tontin kaakkoisrajalla on jalankulkuraitti, joka jatkuu itäpuolelle, jossa on myös vesijohtoja, jätevesi- ja sadevesiviemäreitä. Lisäksi kaililla tontin rajoilla on kaapeleita, jotka ulottuvat osin tontin puolelle.

4.3 Työkohteen pohjaolosuhteet

Kohteen ensimmäiset maaperätutkimukset oli tehty jo vuoden 2005 alussa ja niitä oli täydennetty lokakuussa 2005 tehdyillä kairauksilla sekä Espoon kaupungin aikaisemmin tekemien tutkimusten tuloksilla. Viimeiset kairaukset ja vesimenekikokeet ennen töiden aloitusta oli tehty helmikuussa 2008. Pohjatutkimus- ja pohjarakennussuunnitelmassa (Malk & Kangas 2008) kohteen pohjaolosuhteita kuvattiin pääpiirteissään seuraavasti:

Kohdetontin alkuperäinen maanpinta sijaitsee tasossa +6,9...+9,1 viettäen loivasti lounaaseen. Koko tontilla on maanpinnassa täytemaata tai humuspitoinen pintakerros. Kairausten kohdalla sen paksuus on ollut suurimmillaan noin 1,5 m. Humusmaan ja täytön alla alkaa savikerros, jossa kuivakuori ulottuu paikasta riippuen 1 – 2,5 metrin syvyyteen maanpinnasta. Sen alla tornin kohdalla on pehmeää savea noin 6 – 7 metrin syvyyteen eli tasolle +1...+2 saven alapinnan noustessa kohti koillista. Tornin kohdalla savi on kuivakuoren alla liejusavea 3-4 metrin syvyyteen ja sen vesipitoisuus kuiva-ainespainosta oli otetuissa näytteissä 81 – 97 %. 4 – 6 metrin syvyydessä saven vesipitoisuus oli 33 – 57 %.

Saven redusoimaton leikkauslujuus häiriintymättömänä oli välittömästi kuivakuoren alla 8 – 20 kN/m², pehmeässä savessa 7 – 15 kN/m² ja lähellä silttikerrosta 15 – 30 kN/m². Täysin häirittynä saven leikkauslujuus pehmeässä kerrok-

sessä oli 1 – 2 kN/m².

Saven alla on veden kyllästämää löyhää ja keskitiivistä, tasarakeista silttiä sekä silttistä ja hienoa hiekkaa. Kerrostuman paksuus torniosan alla kasvaen kohti länttä ja luodetta on 5 – 10 m. Näytteiden vesipitoisuus kuiva-ainespainosta on ollut 18 – 28 %. Kerrostuma on tärinän vaikutuksesta herkästi häiriintyvää, jolloin veden erottuessa siitä se puristuu kokoon ja maanpinta painuu. Kairausten mukaan siltti- ja hiekkakerros ulottuu kallion pintaan tai kallion pinnalla on enintään ohut moreenikerros.

Kallion pinta on torniosalla havaittu 11,6 – 17,5 metrin syvyydessä tasolla -10,0...-4,2. Koilliskulmassa kallionpinta on arviolta tasolla -6,3, kaakkoiskulmassa -5,6, lounaiskulmassa -8,1 ja luoteiskulmassa -9,5. Itäsivun keskiosalla noin 3 metrin päässä torniosan seinästä kallion pinnassa tapahtuu pohjatutkimusten perusteella noin 3,5 m hyppäys alaspäin tasolta -5 m tasolle -8,5 m. Syvimmillään kalliopinta on länsisivun keskiosassa tasolla -10,2 m.

Kairausvastuksen perusteella arvioiden kallio on ollut mahdollisesti rikkonaista tornin lounaiskulmassa ja keskiosassa. Paalutusalueen keskellä oli tehty vesimenekikoe, jonka perusteella kalliossa ei ollut merkittäviä vettä johtavia rakoja ja näin ollen kohteen kallio olisi ehjää ja kiinteää. Suunnitelmien mukaan kalliolle on sallittu 90 MN/m² pohjapaine.

Pohjavedenpintaa on seurattu tontin eteläosassa olevasta pisteestä 15 vuoden ajan. Sen korkeus on vaihdellut +5,5...+7,1 välillä ollen viime vuosina +6,0 tietämillä. Huhtikuussa 2008 pohjaveden taso oli +6,23. Pohjavedenpinta laskee etelään mentäessä, jossa se on liikekeskus Sellon alueella alennettu tason +1...+2 vaiheille.

4.4 Kalusto

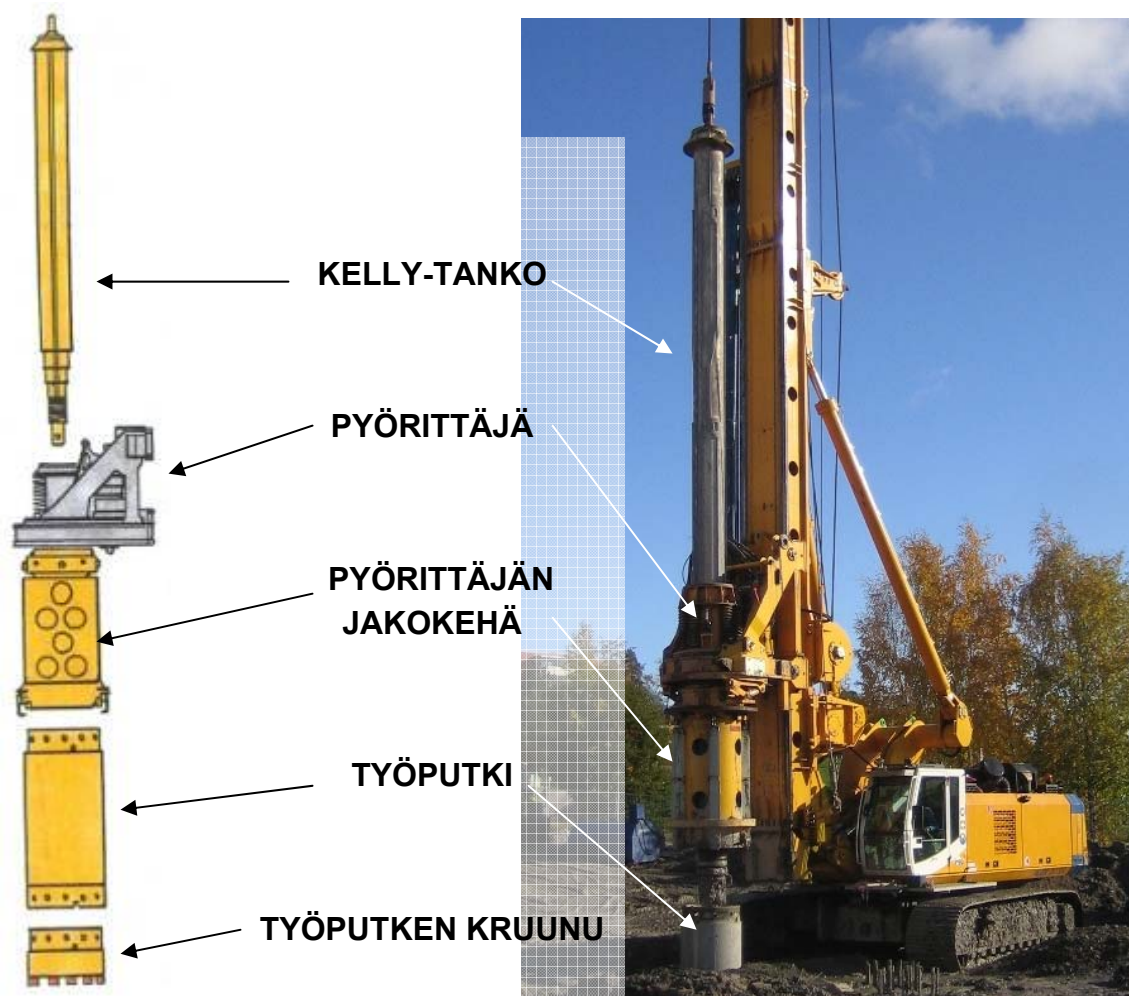
4.4.1 Bauer BG 36 –kaivinpaalutuskone

Leppävaaran tornin kaivinpaalutusurakassa käytettiin saksalaisen Bauer Maschinen GmbH:n valmistamaa BG 36 -paalutuskonetta, joka oli varustettu kaivinpaalutusta varten Kelly-tangolla ja pyörittäjällä. Samaa peruskonetta käytetään toisin varusteltuna muiden suurpaalu- tai patoseinätekniikoiden soveltamiseen.

Bauerin BG-sarjan koneet rakentuvat alavaunun ja maston ympärille. Tärkeimmät koneen osat ovat moottori ja hydraulikkajärjestelmä, vinssit ja koneen mastossa oleva Kelly-tangon pyörittäjä, pyörittäjän syöttöjärjestelmä ja Kelly-tanko. Käytetty kone oli lisäksi varustettu B-Tronic -tiedonhallintajärjestelmällä, jolla

dokumentoidaan paalun valmistuksen aikaiset tapahtumat. B-Tronic -järjestelmästä saadaan paalutustyön lopuksi tulostettua paalukohtaiset raportit, joista mallikappale liitteenä B.

Moottorin kehittämä voima siirretään hydrauliikkajärjestelmän avulla vinsseihin, joita on koneessa yhteensä kolme, päävinssi, apuvinssi ja pyörittäjän syöttöjärjestelmän vinssi. Päävinssiä käytetään Kelly-tangon, joka menee pyörittäjän läpi, kannatteluun ja nostamiseen. Apuvinssiä käytetään työaikana tavaroiden, kuten työkalujen, siirtämiseen. Pyörittäjän syöttöjärjestelmän vinssillä liikutetaan mastoa pitkin kelkkaa johon pyörittäjä on kiinnitetty (kuva 26).



Kuva 26. Havainnekuva Kelly-tangon ja pyörittäjän rakenteesta (Geoforum 2009). Havainnekuvan osat sidottuna todelliseen tilanteeseen.

Voimansiirto koneesta Kelly-tankoa pitkin maahan perustuu siihen, että Kelly-tanko voidaan lukita pyörittäjäan ja pyörittäjäan alaspäin syöttämällä sekä samanaikaisesti pyörittämällä saadaan aikaiseksi maan tai kallion leikkaukseen vaadittava työ. Kelly-tankoa liikutetaan kaivannossa päävinssiä nostamalla ja laskemalla.

Työputken asentamiseen ei tarvita erillistä hiertopukkia, vaan se saadaan kierrettyä maahan pyörittäjällä. Työputki kiinnitetään automaattisella lukitusjärjestelmällä pyörittäjässä olevaan jakokehään ja painetaan maahan syöttämällä pyörittäjää alaspäin samanaikaisesti putkea pyörittäen. Suurin ero pyörittäjän ja perinteisen hiertopukin välillä on siinä, että pyörittäjässä ei ole rajoitettu kiertoliikettä, vaan työputkea voidaan pyörittää samaan suuntaan niin monta kierrosta kuin tarve vaatii (Caltrans 2008). Pyöritysnopeus on myös suurempi kuin hiertopukilla. Syviä paaluja tehtäessä tai pohjaolosuhteiden niin vaatiessa voidaan koneeseen liittää myös perinteinen hiertopukki tuomaan lisää voimaa (kuva 27).



Kuva 27. Hiertopukilla varustettu Bauer BG 36

BG 36 -paalutuskone painaa käyttövalmiina varustelutasosta riippuen noin 120 tonnia ja sen masto ylettyy 26,2 metrin korkeuteen. Koneen pyörittäjällä saavutetaan 367 kNm vääntömomentti ja sen pyöritysnopeus on 46 kierrosta minuutissa. Käytettäessä hiertopukkia saadaan vääntömomentiksi 1940...2070 kNm, kiertokulman ollessa 25...26°. Syöttöjärjestelmällä saadaan aikaiseksi 400 kN tehokas syöttö- ja nostovoima. Koneen mastoa voidaan kallistaa taaksepäin 15°, eteenpäin 5° ja sivulle porattaessa 3°.

Leppävaarassa saatujen kokemusten perusteella paalutuskoneen käyttöönotto ja varustelu vie aikaa noin kuusi tuntia siitä, kun kone saapuu työmaalle. Aika sisältää tässä tapauksessa myös työkalukonttien ja saostusaltan siirrot.

4.4.2 Kaivinpaalutuskoneen työkalut ja työputki

Kelly-menetelmässä käytettävät työkalut voidaan jakaa kolmeen perusluokkaan: Auger- ja kannukairoihin sekä sydänkairoihin. Lisäksi on olemassa erilaisia erikoistyökaluja.

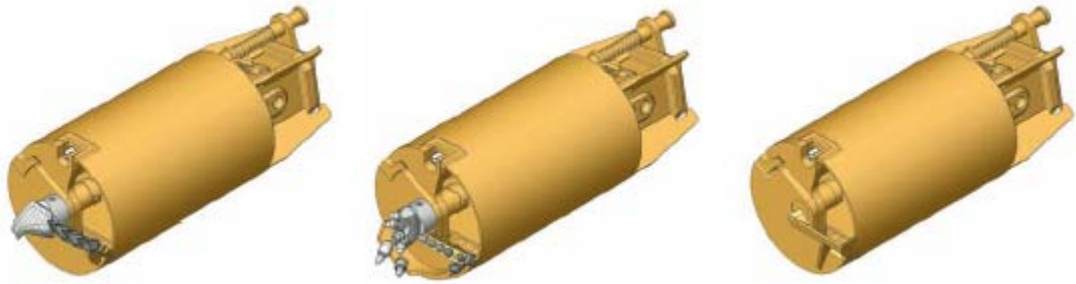
Kaivamiseen ja työputken tyhjentämiseen käytetään yleensä Auger- tai kannukairaa. Auger-kairat on suunniteltu käytettäväksi kuivassa maaperässä ja kallion rikkomiseen. Kairan toiminta perustuu sen kairaamiseen maan sisään, josta kairat voidaan vetää yhdessä maa-aineksen kanssa maanpinnalle. Auger-kairan tyhjentäminen tapahtuu työkalua kaivannon ulkopuolella edestakaisin pyörittelemällä, jolloin maa-aines putoaa kairan siiviltä. Kairat voidaan varustella yhdellä tai kahdella leikkauspäällä. Kahta leikkauspäätä suositellaan käytettäväksi suurilla halkaisijoilla kairattaessa sekä käytettäessä tukemattomia kaivantoja. Erilaisille maaperille tarkoitetuilla kairoilla muoto voi olla kartiomainen tai kairat ovat varusteltu lisälaipoilla ja hampailla. Lisäksi kairan ohjainteriä voidaan vaihtaa erilaisiin tai jättää kokonaan pois. Alla kuvia erilaisista Auger-kairamalleista. (Bauer 2009)



Kuva 28. Erilaisia Auger-kairamalleja (Bauer 2009).

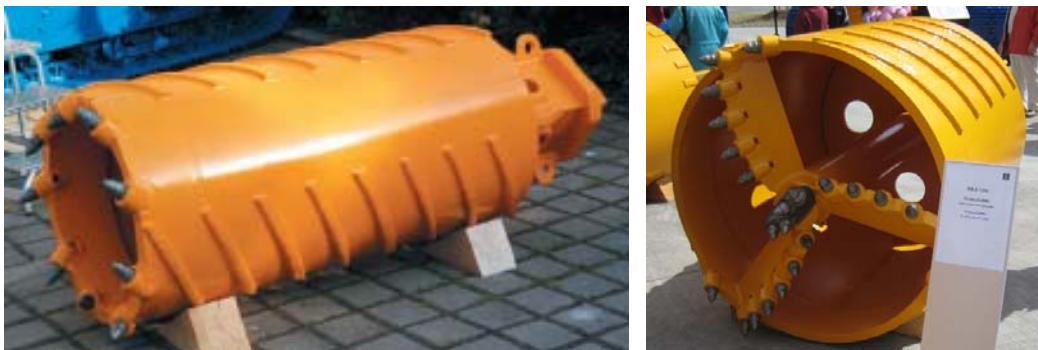
Kannukairat on suunniteltu käytettäväksi vedenalaisen kaivuun kaikissa maaperätyypeissä. Kannukairan toiminta perustuu sen pyöritettävään pohjalevyyn, jossa on yksi tai kaksi leikkauspäätä kuten Auger-kairoissa. Kannukaira leikkaa maata sisään myötäpäivään pyöritettäessä. Kun kaira on täynnä, pyöräytetään sitä vastakkaiseen suuntaan, jolloin pyörivä pohjalevy sulkeutuu. Tämän jälkeen kaira nostetaan pois paalukaivannosta. Kairaa nostettaessa ei synny imua putkeen työkalussa olevan alipaineputken ansiosta. Kannukaira tyhjenetään avaamalla kairan pohjaluukku avausmekanismia käyttämällä. Myös kannukairat voidaan varustaa lisälaipoilla, -hampailla tai erikoisohjainterillä sen mukaan, millaisessa maaperässä toimitaan. Lisäksi paalun pohjan puhdistamiseen

on olemassa puhdistuskaira, joka on tasaisella huulloxella varustettu kannukaira. Alla on kuvia erilaisista kannukairoista. (Bauer 2009)



Kuva 29. Kannukairat maan ja kallion leikkaukseen sekä puhdistuskaira (Bauer 2009).

Sydänkairoja (core barrel) käytetään rengasmaisen kehän leikkaamiseen kallioon (kuva 30a). Pyrittäessä tekemään paalulle pohjasyvennys tai tasaamaan jyrkästi viettävää kalliota käytetään sydänkairoja. Kallioon leikataan sydänkairalla rengasmaisen ura haluttuun tasoon asti. Tämän jälkeen leikkauksesta kaivannon keskelle jäänyt ”kalliosydän” rikotaan yleensä meislaamalla Auger- tai kannukairalla tai sitä varten suunnitellulla työkalulla (cross-cutter) (kuva 30b). Sydänkairaa käyttämällä saadaan koneen syöttövoima ja vääntömomentti kohdistettua pienelle alalle, jolloin kairaaminen on mahdollisimman tehokasta. (Bauer 2009)



Kuva 30. a) Sydänkaira kalliokairaukseen (Bauer 2009) ja b) Cross-cutter kalliosydämen rikkomiseen.

Kaivinpaalujen tekoon on olemassa myös erikoistyökaluja. Kuvassa 31a on esitetty kiertoporaamiseen perustuva sydänkaira (roller bit core barrel), jolla pystytään poraamaan erittäin kovan kiven läpi, puristuslujuus > 100 MPa. Työkalussa voidaan käyttää ilmahuuhtelua, joka huuhtelee poraussoijan erityiseen keräyslaatikkoon. Huuhtelua varten työkalu tarvitsee määrämittaisen Kelly-tangon, jossa huuhteluilma johdetaan työkaluun tangon läpi. Leppävaaran tornilla testattiin uusinta kehitysversiota työkalusta, jossa käytettiin tavallista teleskooppista Kelly-tankoa kairaamiseen ja huuhteluilma johdettiin ulkopuolisen letkun avulla työkaluun ja kaivannon pohjalle. (Bauer 2009)

Kuvassa 31b on laajennuskaira, jolla paalulle tehdään pohjan laajennus. Riip-puen kairan mallista paalun pohjan pinta-ala kasvaa normaalisti noin 2-3 kertai-seksi, jolloin paalulle sallittavaa tukivoimaa voidaan kasvattaa huomattavasti. Laajennuskairan mekanismi toimii siten, että Kelly-tangon kautta kohdistuva työntövoima avaa työkalun leikkaussiipiä asteittain, jotka leikkaavat maan kai-ran sisään. Paalun pohjalaajennuksen voi tehdä ainoastaan riittävän stabiileissa pohjaolosuhteissa, yleensä koheesiomaissa, joissa leikattu onkalo ei romahda ennen betonointia. (Bauer 2009)



Kuva 31. a) Sydänkaira kiertoporakruunuilla ja b) pohjan laajennuskaira.

Kaivannon tukemiseen käytettävien työputkien tulee olla lujia ja hyvin kulutusta kestäviä, sillä niihin kohdistuu suuria rasituksia, kun putkia painetaan maahan kaivinpaalutuskoneen pyörittäjällä tai hierontopukilla.

Työputkia on tarjolla joko yksi- tai kaksiseinämaisellä rakenteella. Yksi seinä-mäistä putkea käytetään silloin, kun kaluston tulee olla mahdollisimman kevyttä. Kaksiseinämaisistä työputkea voidaan käyttää yleisesti kaikilla pyörittäjillä tai hier-topukeilla, sillä ne on suunniteltu kestämaan upotuksen aikaiset suuret hierto-voimat. Kaksiseinämainen työputki koostuu kahdesta sisäkkäisestä putkesta, joiden välissä kulkee kierteenmuotoon tehty rengasmaisen rakenne. (Bauer 2009)

Työputkien liitos toisiinsa tapahtuu uros-naaras -periaatteella, jossa alemman työputken yläpää työnnetään ylemmän sisään (kuvat 32b ja 32c). Työputkien jatkokset liitetään toisiinsa kartionmuotoisilla pulteilla, joiden määrä vaihtelee putken koon mukaan. (Bauer 2009)

Työputken alapäässä on kruunu, johon hampaat kiinnitetään hitsaamalla tai vaihtoehtoisesti voidaan käyttää kruunua, johon hampaat kiinnitetään mekaani-silla liittimillä. Mekaanisten liittimien ansiosta hampaiden vaihtaminen niiden kuluessa on erittäin helppoa. Vaihdeettavilla hampailla varustettu maakenkä so-

veltuu erityisesti kohteisiin, joissa kallioon tehdään paaluille pohjasyvennykset tai tehtäessä kaivinpaaluseiniä. Leppävaarassa käytettiin kaksiseinäistä työputkea, jonka kruunussa oli mekaanisesti kiinnitettävät hampaat (kuva 32). (Bauer 2009)



Kuva 32. a) Työputken kruunu ja liitoskappaleet b), c).

4.4.3 Muu erikoiskalusto

Leppävaaran kohteessa oli käytössä myös muuta kalustoa kaivinpaalutuksen mahdollistamiseksi. Esiporausreikien tekoon käytettiin ankkurointiin ja porapaa-lutukseen tarkoitettua Klemm 904 -poravaunua, jolla suoritettiin porakonekaira-ukset kunkin paalun kohdalta. Kaivinpaalutuksen aikana työmaalla oli jatkuvasti betonipumppu ja traktorikaivuri, jolla palveltiiin paalutuskonetta mm. työkalujen sekä kaivumaiden siirroissa.

Lisäksi vesienkäsittelyä varten työmaalla oli saostusallas sekä vesipumppu. Betonoinnin yhteydessä nouseva vesi pumpattiin saostusaltaaseen, jossa ve-den seassa oleva hienoaaines pääsi laskeutumaan altaan pohjalle. Hienoainek-sesta vapaa pintavesi ohjattiin altaan yläosan poistoaukosta viemäriverkostoon.

4.5 Paalutuksen esivalmistelu

4.5.1 Työalustan teko

Työt tontilla aloitettiin elokuun 2008 alussa puuston kaatamisella ja työalustan teolla, joka rakennettiin vaiheittain kaivaen ja täyttäen. Kaivinpaalutettavalla alu-eella tornitalon kohdalla yleiskaivu ulotettiin tasolle +6,0 ja se täytettiin 6/32 mm murskeella tasoon +7,0. Aivan kaivinpaalutettavan alueen koilliskulmassa yleis-kaivu ulotetaan tasolle +6,5 ja täyttö tasolle +7,5. Kaivannon pohjalle levitettiin suodatinkangas erottamaan pohjamaa sepelikerroksesta.

4.5.2 Esiporaukset ja kivien räjäytys

Esiporaukset paalujen kohdilta tehtiin välittömästi työalustan teon jälkeen ja osittain rinnakkain alustan teon kanssa. Esiporaukset tehtiin porakonekairauksena jokaisen paalun kohdalta. Tarkoituksena oli esiporaamalla tarkistaa mahdollisten kivien esiintyminen paalujen kohdalla, kalliopinnan sijainti paalun pituuden määrittämistä varten sekä kalliopinnankaltevuus meislaustarpeen arviointia varten. Samalla pystyttiin asentamaan panostusputket kivien esiräjäyttämistä varten.

Porauksessa käytettiin Ø 115 mm:n maaputkea maakerrosten läpäisyyn ja kallionpinnan tunnistamiseen. Kalliopinnan saavuttamisen jälkeen porattiin vielä varmistusporaus kallioon 1,0 – 1,5 m:n syvyyteen Ø 72 mm:n kalliokruunua käyttäen. Mikäli porauksessa törmättiin kiveen tai muuhun epäilyttävään esteeseen, porattiin lisäreikiä tarpeen mukaan.

Pohjatutkimusten perusteella kallionpinnan oli epäilty olevan haurasta muutamalta alueelta, mutta esiporausten aikana tarkentui, että kallionpinta oli haurasta lähes koko tontilla kaakkoiskulmaa lukuun ottamatta. Heikko kalliokerros oli noin 0,5 – 1,2 m paksuinen ja sen alla alkoi kova ja ehjä kallio. Porauksissa nousseen soijan perusteella arvioitiin heikomman vyöhykkeen olevan pääosin "pehmeää" kalliota ja osittain moreenia.

Pohjarakennussuunnitelmissa esitetty kalliopinta noudatti esiporauksissa havaitun heikomman kalliopinnan tasoa. Kalliopinnan todettiin olevan pääosin suunnitelmissa esitetyn mukainen, mutta paalutettavan alueen laidoilla oli suunnitelmiin nähden eroavaisuuksia. Porausten perusteella saatiin kullekin paalulle tarvittava raudoitteen pituus sekä myös kalliopinnan kaltevuus, jonka avulla pystyttiin arvioimaan tarvetta kalliopinnan tasaamiseen.

Esiporauksissa havaittiin maapohjan häiriintyvän helposti ilmahuuhtelua käytävällä porausmenetelmällä työskenneltäessä. Maaputkilla porattaessa kiersi ilma maaperässä siten, että se sai pohjamaan lentämään viereisistä jo poratuista rei'istä maanpinnalle (kuva 33). Porauksissa törmättiin ainoastaan kerran kiveen paalun 7 kohdalla ja varmistusporauksilla sekin osoittautui pieneksi, eikä aiheuttanut räjäytystoimenpiteitä. Porauksissa havaittiin myös vanha betoniviemäri paalun 33 kohdalla.



Kuva 33. a) Esiporauksen aikana viereisestä reiästä purkautui huuhteluilmaa. b) Viereisestä reiästä huuhteluilman mukana purkautunutta maa-ainesta.

4.6 Paalutustyö

4.6.1 Yleistä

Kelly-menetelmä ei tuo kaivinpaaluttamisen työprosessiin varsinaisesti mitään uusia työvaiheita tai poista niitä, vaan kappaleessa 2.4 esitetyt työvaiheet tulee edelleen toteuttaa samassa järjestyksessä. Sen sijaan Kelly-menetelmässä käytettävä työtekniikka poikkeaa perinteisestä kahmarikauhatekniikasta. Tässä kappaleessa on kuvattu Kelly-menetelmällä tehtävän kaivinpaalun työvaiheet.

4.6.2 Kaivu työputkea käyttäen

Ennen kaivun aloittamista paalun paikka mitattiin maastoon takymetrillä. Paalun paikka merkittiin ohuella harjateräksen pätkällä, jolloin InfraRYL:ssä (2006) esitetty paikalleenmittaustarkkuus 10 mm:n tarkkuudella pystyttiin saavuttamaan. Tämän jälkeen mitattiin kaksi kohtisuoraan paalun keskipisteestä olevaa paikkaa tulevan paalun kehän ulkopuolelle, joiden avulla työputki kohdistettiin oikeaan kohtaan.

Huolellisen kohdistamisen jälkeen työputkea alettiin painaa sepelipetiin aluksi kolmen metrin pituisena. Tarvittaessa kohdistaminen uusittiin, mikäli työputki liukui sivuun painamisen aikana. Kun työputken upotus oli saatu alkuun (20 - 30 cm) riittävällä tarkkuudella, tarkastettiin työputken pystysuoruus kahdelta sivulta vesivaakaa käyttäen. Suoruutta tarkkailtiin koko työskentelyn ajan koneen elektronisesta seurantajärjestelmästä, mutta putkea jatkettaessa se varmistettiin aina myös vesivaa'an avulla. Kaltevuuden toteamisen jälkeen kolmen metrin pituinen työputki upotettiin koko pituudeltaan sitä samalla pyörittäen. Tämän jäl-

keen sepelikerros poistettiin työputkesta Auger-kairaa käyttäen, sillä sepelikerros oli taipuvainen tulppaamaan putken alapään. Näin vältettiin maaperän häiriintymistä.

Sepelikerroksen poiston jälkeen työputkea jatkettiin uudella kappaleella, jonka pituus oli 6 metriä. Työputken kaltevuus tarkastettiin aina putken jatkamisen yhteydessä. Työputki painettiin koko matkaltaan maahan ja kaivettiin lähes tyhjäksi tarvittava upotusennakko huomioiden Auger- ja kannukairojen avulla. Kaierrat tyhjennettiin työputken viereen, josta maamassat ajettiin traktorikaivurilla kasalle kuivamaan ja odottamaan jatkokuljetusta (kuva 34). Vaiheittaista kaivua jatkettiin aina kalliopinnan saavuttamiseen asti, jolloin putki kaivettiin tyhjäksi kalliopintaan asti.

Maakerrosten kaivun aikana tarkkailtiin veden virtausta työputken sisään. Savi-kerroksissa kaivutyö pystyttiin tekemään kuivana, mutta osittain voimakastakin vedenvirtausta tavattiin siltti- ja hiekkakerroksessa. Lähes kaikilla paaluilla vettä virtasi kaivantoon jossain määrin. Voimakas alivirtaus pystyttiin toteamaan sekä mittanauhalla mittaamalla että kaivinpaalutuskoneen B-Tronic –järjestelmällä, josta havaittiin, ettei työkalua saada laskettua niin alas kuin edellisellä kaivukerralla, jolloin kaivannon pohjalle on täytynyt tulla lisää maa-ainesta alivirtauksen mukana. Voimakasta alivirtausta ehkäistiin lisäämällä putkeen vettä jo ennakoon tai kun havaittiin alivirtausta. Alivirtausta torjuttiin myös lisäämällä upotusennakkoa painamalla työputkea syvemmälle. Veden lisäyksen aikana kaivamisessa käytetty kannukaira pidetään kaivannon pohjalla, jolloin putki saadaan jossain määrin ”tulpattua” alhaaltapäin.



Kuva 34. Kannukairaa tyhjennetään kaivun aikana.

4.6.3 Kalliopinnan tasaus

Esiporaushavaintojen perusteella todettiin kalliopinnan kaltevuuden vaihtelevan $0...30^{\circ}$ välillä. Paalujen 50 ja 54 kohdalla havaittiin kalliopinnan kaltevuuden olevan jopa 45° luokkaa. Käytännössä kaikkien paalujen pohjat tasattiin, jotta paalun alapään paikalla pysymisestä sekä toisaalta paalun kalliokontaktista koko pohjan alalla voitiin olla varmoja.

Kalliopinta tasattiin rouhimalla Auger- tai kannukairalla. Erittäin kovaan kallioon voitiin aluksi leikata sydänkairaa käyttäen lieriön muotoinen kappale, joka oli helpompi murskata pieniksi kappaleiksi Auger- tai kannukairalla. Parhaimmillaan sydänkappale katkesi kalliossa olevan halkeaman kohdalta ja saatiin nostettua isona kimpaleena ylös. Yleensä se kuitenkin jouduttiin murskaamaan pieniksi kappaleiksi, ennen kuin nosto kaivannosta onnistui. Tekniikan valinta kalliopinnan tasaamiseksi tehdään työn aikana. Päätös perustuu pääosin koneenkuljettajan kokemuspohjaiseen valintaan.

Työn aikana pohjan tasaisuutta arvioitiin karkeasti Kelly-tangon liikkeistä. Mikäli paalun pohja oli epätasainen, liikkui Kelly-tanko säännöllisesti ylös ja alas yksihuulisen työkalun mukaillessa kaivannon pohjaa. Myös työkalun aiheuttaman vaihtelevan äänen perusteella voitiin arvioida pohjan tasaisuutta. Voimakasta ääntä kuultiin huuloksen tarrautuessa pohjan nousuun tiukasti kiinni ja äänen keventymistä huuloksen "lasketellessa" pohjan pintaa pitkin alas. Pohjan ollessa tasainen on myös tasaustyöstä kuuluva ääni tasainen. Näin ollen pohjan ta-

saisuutta voitiin arvioida työn aikana karkeasti kahdella tavalla: Kelly-tangon pystysuuntaisen liikkeen ja työkalun pyörittämisen aiheuttaman äänen mukaan.

Kalliopinnan tasauksen jälkeen kaivannon pohjan puhtauden varmistamiseksi käytetään puhdistuskairaa, jonka yksipuolisella tasaisella huuloksella saadaan kaivannon pohja puhdistettua irtonaisesta maa-aineksesta kallion pintaa myöten. Mikäli pohjan puhdistamiseen käytetään ainoastaan puhdistuskairaa, tulee sen käytössä noudattaa riittävää harkintaa. Yleisesti sen käyttöä pidetään riittävänä veden alla kaivettaessa savimaissa, mutta karkearakeisissa maissa hienot maa-ainekset voivat päästä kaivantoon putken alapäästä alivirtauksen mukana tai laskeutua vedestä kaivannon pohjalle (Fleming et al. 2009). Tällöin puhdistuskairan käyttö ei välttämättä ole pohjan ja veden puhdistamiseksi riittävä, vaan siihen on käytettävä esimerkiksi mammutointia. Maa-ainesten virtausta putken alapään kautta voidaan estää valamalla työputken alapäähän betoni-tulppa ja painamalla työkaluilla betonia, jolloin putken ja kallion välissä olevat raot tukkeutuvat betonista. Betonin hieman kovettuttua raoissa ylimääräinen tulppa kaivetaan pois ennen varsinaista paalun betonointia.

Kalliopinnan olemassaolo ja pohjan puhtaus tarkastettiin lopuksi koetintangolla. Pohjan tasaisuus varmistettiin mittanauhalla kolmesta kohtaa mittaamalla.

4.6.4 Työputken törmäys esteisiin

Leppävaarassa törmättiin kertaalleen suureen kiveen, jota ei saatu poistettua työkaluilla työputken kautta. Törmätessä kaivuvaiheessa yllättäviin esteisiin on vaihtoehtoja muutamia aiemmin käytetyn vapaapudotteisen meisselin ja räjäyttämisen lisäksi.

Pudotusmeislauksen sijaan kivilohkareet voidaan yrittää läpäistä poraamalla niiden läpi sydänkairoilla tai työputkella kiven ollessa heikkoa (Cartwright 2008). Niitä voidaan myös yrittää rikkoa useasta kohtaa laajemmalla alueella siirtämällä työputkea alkuperäisen reiän viereen. Lohkare voidaan myös yrittää siirtää sivuun työputken tieltä työntämällä Kelly-tangolla tai työputkella. Syrjäyttämistä helpottaa mahdollisuus pyörittää työputkea jatkuvasti samaan suuntaan, jolloin lohkarer todennäköisesti lähtee liikkeelle tai leikkautuu helpommin kuin hiertopukilla edestakaisin hierrettäessä. Syrjäyttäminen on helpompaa pehmeissä maa-lajeissa, jolloin kivi pääsee työntymään ympäröivään maahan eikä työputken ympärille jää suuria tyhjätiloja. Viimeisenä vaihtoehtona on työputken täyttämisen kiviaineksella ja korvaavan paalun tai paalujen tekeminen rakennesuunnittelijan ohjeiden mukaisesti.

Ongelmia lohcareiden mekaanisessa rikkomisessa tai syrjäyttämisessä aiheuttavat lohkareen koko ja sijainti, koska niitä ei välttämättä tiedetä etukäteen. Lohkareiden rikkominen on myös erittäin hidasta ja Suomen kovissa kivilajeissa voimakkaasti työkaluja kuluttavaa. Porattaessa reikä kiven läpi ei työputkea useimmiten saada työnnettyä reiästä, koska työkalun halkaisija on työputken halkaisijaa pienempi.

Ongelmana myös Kelly-menetelmällä saattaa olla, ettei kiven rikkomiseen tai sivuun työntämiseen käytettyä voimaa ei saada kohdistettua halutusti ja lohcare kulkeutuu työputken edellä aina vain syvemmälle. Toisaalta tiiviissä maakerroksessa lohcare ei välttämättä suostu pyörähtämään lainkaan putken edestä, koska se ei pääse liikkumaan ympäröivään maahan.

4.6.5 Raudoittaminen

Kohteen raudoitus toimitettiin paikalle esivalmistettuna. Raudoitusten määrämittaiset pituudet saatiin esiporauspituuksien perusteella määritetyn kovan kallio-pinnan mukaan ja varmuuden vuoksi niihin lisättiin 0,5 m lisäpituutta. Raudoitteiden saapuessa työmaalle ne tarkastettiin raudoitustyyppin, pituuden sekä rakenteen osalta. Kohteessa käytettiin kahta raudoitustyyppiä, joiden tiedot on esitetty alla olevassa taulukossa.

Taulukko 15. As. Oy Leppävaaran tornin kaivinpaalujen raudoitetyypit

	RAUDOITETYYPI	
	R1	R2
PÄÄTERÄKSET	10T32	12T25
HAKATERÄKSET	T8-k300	T8-k300
PAALUN RAKENTEELLINEN KANTAVUUS	11 000 kN	7 500 kN

Paalun raudoite laskettiin kaivantoon ensimmäisen betonikuorman saapuessa työmaalle. Ennen raudoitteen asentamista paalukaivannon pohja puhdistettiin vielä kertaalleen ja pohjan puhtaus sekä kalliopinta todettiin koetintangolla kopauttaen. Raudoite nostettiin työputken sisään kaivinpaalutuskoneen apuvinsillä. Mikäli raudoitteen yläpää jäi maanpinnan alapuolelle, käytettiin vinssissä avointa koukkua viimeisten metrien laskemiseen, jolloin raudoitteen laskeminen voitiin suorittaa turvallisesti loppuun asti (kuva 35).



Kuva 35. Raudoite nostetaan paalukaivantoon paalutuskoneella.

4.6.6 Betonointi

Raudoitteen asentamisen jälkeen asetettiin valuputki kaivantoon apuvinssillä laskien. Valuputken ollessa kaivannon pohjalla tai sen tuntumassa kiinnitettiin betonipumpun letku valuputkeen ja valuputki laskettiin noin 15...20 cm pohjan yläpuolelle ja paalu valettiin contractor-valuna pitäen valuputken pää jatkuvasti betonimassan sisällä. Betonina lujuusluokka oli K50-1.

Aluksi työputken sisään laskettiin ensimmäisen betoniauton kuorma, noin 7 m³ (kuva 36). Tämän jälkeen betonipumppu irrotettiin valuputkesta ja valuputki ripustettiin roikkumaan Kelly-tankoon. Työputkea nostettiin hieman ylöspäin, jotta voitiin varmistua siitä, ettei raudoite nouse työputken mukana ylös kaivannosta. Raudoitteen pysyminen tarkastettiin kurkistamalla työputken jatkoskappaleen reiästä. Mikäli raudoite lähti nousemaan työputken mukana ylöspäin, irrotettiin se työputken seinämästä työputkea pyörittelemällä. Kun raudoitteen irtoumisesta oli varmistuttu, laskettiin työputki takaisin kaivannon pohjalle ja jatkettiin betonointia.



Kuva 36. Yleiskuva betonointijärjestelyistä.

Paalun betonointia jatkettiin contractor-valuna niin kauan, että työputken sisällä ollut vesi ja huonolaatuinen betoni nousivat ulos työputkesta. Viimeinen hienoaaineskerros poistettiin betonipinnan päältä lapioimalla, mikäli sellaista oli (kuva 37a). Hienoaineksen poistamisen jälkeen valuputki nostettiin pois työputkesta.

Työputkea alettiin nostaa vaiheittain ylös paalukaivannosta samalla raudoitteen sijaintia tarkkaillen. Kertanostolla poistettiin kuusi metriä työputkea, joka irrotettiin ja painettiin maahan pystyyn odottamaan seuraavan paalun tekoa. Ennen viimeisen putken nostoa työputki betonoitiin kuivavaluna täyteen, jolloin viimeisen noston aikana betonipinta laski maanpinnan tasoon tai hyvin lähelle sitä. Työputken poiston jälkeen on paalu valmis ja paalutuskone voi siirtyä suoraan seuraavan paalun kohdalle ja aloittaa työskentelyn juuri nostamaansa työputkea käyttäen (kuva 37b). Tässä vaiheessa hyvin suunniteltu paalutusjärjestys on erittäin tärkeä, jottei raskaan työkoneen liikkumisella tai uuden paalun kaivulla vaurioiteta vastavalettua paalua.



Kuva 37 a) Apumies poistaa saostuneen hienoaineksen betonipinnalta. b) Valmiin paalun yläpää. Paalutuskone on valmiina siirtymään seuraavalle paalulle.

4.6.7 Jälkityöt

Kaivinpaalun yläpää katkaistiin suunnitelmissa määrättyyn korkoon sen jälkeen, kun betoni oli kovettunut vähintään muutaman päivän ajan. Paalunkatkaisu tehtiin paineilmakäyttöisellä piikkauskoneella (kuva 38).

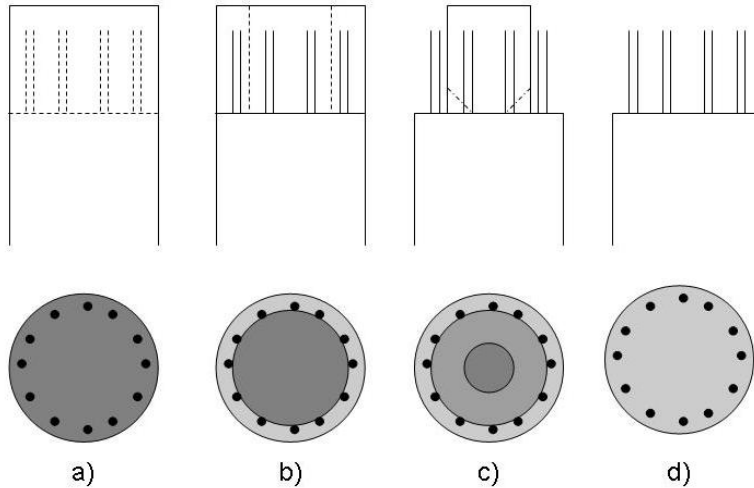


Kuva 38. Paalun pään katkaisu paineilmakäyttöisellä piikkausvasaralla.

Katkaisemalla paalun päätä tilanteesta riippuen 0,5...1,0 m pituudelta varmistetaan samalla, ettei vedenalaisesti valetun paalun yläpään betonin laatu ole huono siihen mahdollisesti sekoittuneen hienoaineksen tai ylimääräisen veden. Leppävaarassa huonolaatuinen betoni pumpattiin pois valuvaiheessa, mutta paalut valettiin aina työtasoon saakka, vaikka katkaisutasot olivat työtason alapuolella. Tällöin ei tarvinnut huolehtia työtasoon jäävistä rei'istä.

Aluksi paalun katkaisutasoon leikattiin noin 5 cm syvä ura timanttilaikalla, jotta paalun pää saatiin piikattua oikeaan tasoon tasaiseksi ja siistiksi. Uraa leikattaessa tuli varoa, ettei paalun sisällä olevia raudotteita vahingoiteta. Tämän jälkeen piikattiin paalun pääraudat esiin siten, että ne eivät olleet enää kiinni betonissa. Jäljellä olevan betonipilarin tyveä kavennettiin katkaisutason yläpuolelta.

Lopuksi päärautojen sisään jäänyttä betonikappaletta lyötiin traktorikaivurin kauhalla, jolloin betonikappale katkesi siististi halutusta katkaisutasosta. Paalun katkaisupinta puhdistettiin ja viimeisteltiin piikkaamalla. Kuvassa 39 on esitetty paalun pään katkaisun vaiheet.



Kuva 39. Kaivinpaalun katkaisuvaiheet. a) Uran leikkaus katkaisutasoon, b) piikkaus päärautojen ympäriltä, c) tyven kaventaminen ja katkaisu, d) valmis paalun pää.

Valmiit kaivinpaalut tarkemmitattiin ja paalun ehjyys tarkistettiin PIT-mittauksella (Pile Integrity Test). PIT-mittauksen avulla pystyttiin myös arvioimaan paalun ja kallion kontaktia. Kaivinpaalut tarkastettiin myös silmämääräisesti paalun päiden katkaisuvaiheessa, jolloin paalut nähtiin parhaimmillaan lähes kahden metrin matkalta auki kaivettuina.

5 Tutkimuksen tulokset ja tulosten tarkastelu

5.1 Työnaikaiset havainnot

5.1.1 Koneen ja sen työkalujen soveltuvuus kaivuun

Kaivinpaalutuskoneen ja sen työkalujen soveltuvuutta suomalaisiin maaperäolosuhteisiin voidaan arvioida lähinnä kuljettajan ja työnjohdon tekemin työnaikaisin havainnoin kaivun edistymisestä ja työkalujen käytettävyydestä. Myös työnaikana kerättyjä näytteitä tutkimalla voidaan saada käsitys Kelly-menetelmän soveltuvuudesta suomalaisissa olosuhteissa.

Työnaikaisiin havaintoihin vaikuttaa voimakkaasti kuljettajan tapa käsitellä konetta, josta aiheutuu erilaisia tuloksia sekä työaikoihin että työkalujen kestävyys-teen. Lisäksi on huomattava, että tutkimukseen käytetyssä työkohteessa oli jo lähtökohtaisesti suhteellisen helpot pohjaolosuhteet, sillä paksuja kovia moreenikerroksia ei alueella tiedetty olevan.

Leppävaaran savi-, siltti- ja hiekkakerrokset eivät aiheuttaneet vaikeuksia työputken upotukselle tai kaivulle. Kallionpinnalla paikoitellen havaittu moreenikerros, joka oli paksuimmillaan parin metrin luokkaa, hidasti hieman kaivua, mutta se pystyttiin kuitenkin läpäisemään ilman vaikeuksia. Työputken upottaminen pyörittäjän avulla oli erittäin sujuvaa, eivätkä sen rajat tulleet vastaan vielä 17 m upotussyvyydellä. Voitanee olettaa, että savi-, siltti- ja hiekkamaissa työputki saadaan upotettua pyörittäjällä samoihin syvyyksiin, mitä Isossa-Britanniassa on kokemuspohjaisesti havaittu. Tiukoissa moreenikerroksissa upotussyvyys jäänee pienemmäksi. Työputkien käsittely pyörittäjän avulla oli myös helppoa ja nopeaa, sillä putket voitiin painaa valmiiksi pystyyn maahan, josta ne saatiin käyttöön ajamalla kone viereen ja kiinnittämällä työputki pyörittäjään. Näin ollen työputkien siirtämiseksi ei tarvinnut tehdä ylimääräisiä nostoja apuvinssillä.

Työkalujen soveltuvuudesta maakerrosten kaivuun voidaan todeta, että Auger-kairalla päästään nopeampaan kaivunopeuteen kuin kannukairalla. Tämä johtuu siitä, että Auger-kaira voidaan painaa kaivannossa pituuttaan syvemmälle. Tällöin kaivannosta saadaan nostettua enemmän kuin vain kairan siivekkeiden väliin mahtuva tilavuus maata ulos. Auger-kairan tyhjentäminen ravistelemalla on myös hieman nopeampaa kuin pohjasta avattavien kannukairojen. Näin ollen onkin suositeltavaa käyttää lyhyttä Auger-kairaa kaivannon tekoon aina kun se pohjavesiolosuhteiden ja maalajin puolesta on mahdollista. Kaivettaessa kitkaimaita veden alla on kannukairan käyttö ainoa mahdollisuus, sillä Auger-kairasta

maa valuu veden mukana pois. Molemmilla kairatyypeillä kaivu on kuitenkin tehokasta työkalujen leikatessa maata koko kaivannon poikkileikkauspinta-alalta.

Kallion rikkomiseen käytettiin sydän-, Auger- ja kannukairoja. Nastateräisen sydänkairan huomattiin kuluvan erityisen nopeasti kallioon kairattaessa, mutta vastavuoroisesti se oli myös sydänkairoista tarkoitukseen sopivin. Voimakkaan kulumisen vuoksi sydänkairoja käytettiin vain kaikista kovimpien ja epätasaisimpien kalliopintojen käsittelyyn. Pääosin pärjättiin hampaallisella yksihuulisella Auger- tai kannukairalla. Myös kairojen hampaat sekä ohjainterät kuluivat huomattavan nopeasti kalliota rikottaessa. Erityisesti aloitettaessa vinon kallio-pinnan tasausta saattoivat hampaat ”ropista irti” paineen epätasaisen jakautumisen johdosta. Näin ollen kallio-pinnan tasaus tulee aloittaa erittäin varovaisesti ja rauhallisesti, jotta työkalujen hampaat eivät irtoaisi. Työkalujen hampaiden vaihtovälillä ei havaittu olevan selkeää paalumäärää, vaan työkaluja jouduttiin huoltamaan vaihtelevasti 2-10 paalun välein. Huoltotoimenpiteenä hampaiden vaihto on yksinkertainen ja nopea (kuva 40).

Puhdistuskairan käyttö pohjanpuhdistukseen oli toimiva ratkaisu, vaikka kallio-pintaa puhdistettaessa tasainen huullos välillä vääntyili kovan rasituksen alla. Puhdistuskairan käyttö vaatii kuitenkin harkintaa ja huolellisia tarkistustoimenpiteitä ennen betonointia. Myöskään pohjan puhdistamisen ja betonoinnin välinen aika ei saa olla liian pitkä, sillä muuten vedessä olevia hienoaineksia ehtii laskeutua paalun pohjalle. Koetintangon avulla saadaan helposti karkea arvio paalun pohjan puhtaudesta.



Kuva 40. a) Apumies vaihtaa kannukairaan uusia hampaita. b) Kuvassa kuluneet kannukairan ja työputken hampaat.

Työputkissa havaittiin selkeää seinämien kulumista, joka johtui maan hankautumisesta putkea vasten sitä pyöritettäessä (kuva 41b). Tältä ei voida välttyä, mikäli työputki halutaan upottaa maahan, mutta huomattavaa on, että Leppä-

vaarassa oli pääosin pehmeitä ja löyhiä maa-aineksia. Putken kuluminen voi olla huomattava asia kitkamaakerrosten kuten soran tai moreenin läpi kaivettaessa. Tämä voi olla selkeä haittapuoli siitä, että pyörittäjällä työputkea voidaan pyörittää nopeasti ja jatkuvasti maahan painettaessa ja ylös nostettaessa.

Myöskään työputken kruunu ei säästynyt rikkoutumisilta. Kovaan kallioon tunkeuduttaessa työputken kruunuosan hampaat saattoivat irrota kohdatessaan kalliopinnan tai kruunu jopa hieman litistyä sisäänpäin, jolloin hampaat saattoivat irrota ja niiden kiinnityskohta kruunussa rikkoutua (kuva 41a). Vaikka vaihdettavilla hampailla varustettu kruunu on nimenomaan tarkoitettu kallioon tehtävien pohjasyvennysten tekoon, ei sitä voi suositella painettavan syvälle kovan kallion sisään hampaiden liitoskohdan vaurioitumisherkkyiden vuoksi.

Työputken uppoamista kallioon voi olla mahdollista helpottaa tekemällä kallioon putken sisähalkaisijan kokoinen reikä, jolloin kallio mahdollisesti rikkoutuisi helpommin kuin upotettaessa työputkea suoraan ehjään kallioon. Keskieurooppalaisissa olosuhteissa kruunun hampaita ei normaalisti Leppävaaran kokoisella työmaalla tarvitse vaihtaa kertaakaan. Toivottua huonompia kallionläpäisyominaisuuksia lukuun ottamatta työputken toimivuus, jatkettavuus ja yleinen käytettävyys olivat erittäin hyvät.



Kuva 41. a) Työputken rikkoutunut kruunu, b) Voimakkaan kulumisen seurauksena työputken kaksoisrakenne näkyy sisemmän metalliseinän lävitse.

5.1.2 Kivien ja muiden esteiden poisto

Esiporauksissa paalun 17 kohdalla kolmen metrin syvyydessä havaitun kiven lisäksi työn aikana törmättiin aiemmin havaitsemattomiin kiviin paaluilla 13, 18 ja 39. Kivet olivat halkaisijaltaan noin 35 - 40 cm ja ne saatiin poistettua helposti Auger- tai kannukairaa käyttäen. Ainoastaan paalulla 39 kivi oli niin suuri, ettei se tarttunut kairan siipien tai huuloksen väliin. Lisäksi kivi sijaitti työputken toisella laidalla, minkä johdosta työputki vääntyi sivuun. Työputkea nostaen ja las-

kien ja samaan aikaan pyörittäjällä pyörittäen sekä työkaluilla painaen kivi pysyttiin kampeamaan sivuun, eikä se aiheuttanut suurta sijaintipoikkeamaa paalulle. Pyörittäjän eduksi hiertopukkiin nähden voitaneen sanoa se, että sitä pysyttään pyörittämään yhteen suuntaan, jolloin kivet pyörähtävät mahdollisesti paremmin pois työputken edestä tai leikkautuvat helpommin halki kuin hiertopukilla edestakaisin hiertämällä.

Esiporausten aikana paalun 33 kohdalta paljastui käytöstä poistettu arviolta 300 mm halkaisijaltaan oleva teräsbetoninen viemäri linja, joka oli perustettu puu-arinalle (kuva 42a). Betoniviemäri puuarinoineen ei vaikuttanut kaivuun millään lailla, sillä se rikkoutui painettaessa työputkea maahan. Sen jälkeen betoni- ja puukappaleet kaivettiin pois putkesta.

Kaivun aikana havaittiin myös pohjatutkimusvaiheessa maahan katkenneita porakankia paalujen 9 ja 45 kohdalla (kuva 42b). Myöskään kanget eivät aiheuttaneet ongelmia kaivuun tai rikkoneet työkaluja.



42. a) Esiporausten paljastama betoniviemäri puu-arinalla sekä b) paalutuksen aikana löytyneitä porakankia.

5.1.3 Kallion meislaaminen

Paalutettavalla alueella havaittiin esiporauksissa kovan kallion päällä heikompi vyöhyke. Työnaikana havaittiin heikon vyöhykkeen kalliolaadun vaihtelevan melko voimakkaasti. Osittain heikko vyöhyke oli kovaa ja ehjää kalliota ja osittain hyvin rikkonaista ja helposti pieniksi palasiksi murenevaa. Heikon kallion ja moreenin rajapintaa oli osittain melko vaikea määrittää, koska kaivuvastuksessa ei pääosin ollut selkeää eroa. Heikompi kalliovyöhyke tunnistettiin moreenista kiven musta-vaaleanpunaisen värin perusteella

Verrattaessa Kelly-menetelmällä kalliopinnan toteamiseksi tehtävää varmistus-meislausta perinteiseen pudotusmeislaukseen on todettava pudotusmeislaamisen olevan jossain määrin Kelly-menetelmää luotettavampi. Kelly-menetelmällä

meislaus perustuu kovan kalliopinnan rouhimiseen pikku hiljaa rikki, jolloin ei useimmiten saada suuria näytekappaleita, ja näin ollen ei aina välttämättä voida olla varmoja, onko kyseessä tiukka moreeni, irtolohkare vai kalliopinta.

Leppävaarasta saaduista kalliokappaleista määritettiin yksiaksiaalinen puristuslujuus Teknillisen korkeakoulun kalliotekniikan laboratoriossa. Vertaamalla mitaustuloksia työnaikaisiin havaintoihin voidaan arvioida Kelly-menetelmän toimivuutta kallion tasauksessa ja läpäisyssä. Taulukossa 16 on esitetty tutkimustulokset ja kuvassa 43 kivistä kairatut näytteet.

Taulukko 16. Näytteiden yksiaksiaalikokeiden mitatut arvot (TKK Kalliorakentaminen 2008).

Näyte-tunnus	Pituus (mm)	Halkaisija (mm)	Tiheys (kg/m ³)	Puristuslujuus (MPa)	Kimmo-kerroin (Gpa)	Poisson'n luku	Silmämääräinen kivilaji-arvio
P54	114	40,6	2617	246	74	0,19	Pegmatiitti
P66	113,1	40,6	2594	150	68	0,23	Pegmatiitti
P16	113,5	40,7	2670	333	80	0,26	Graniitti
P67	113,8	40,7	2697	74	61	0,2	Migmatiitti
P60	113,8	40,7	2591	173	81	0,24	Pegmatiitti



Kuva 43. Puristuslujuusnäytteet ennen ja jälkeen näytekairauksen. Kivistä 9 ei saatu kairattua ehjää näytekappaletta.

Työnaikaisten kokemusten mukaan Auger- ja kannukairalla saadaan helposti rikottua ja tasattua noin 100 MPa lujuista kiveä. Meislausominaisuudet alkavat tulla vastaan noin 200 MPa lujuisessa kivessä, jonka jälkeen työkalujen kuluminen on hyvin voimakasta ja työsaavutus melko vaatimatonta. Paalusta 16 saadun lujimman koestetun kappaleen irrottaminen oli hyvin työlästä ja kesti pitkään. Tässä apuna käytettiin sydänkairaa, jossa on hyvin pienet sahanterää muistuttavat kovametalliterät. Terän kuluminen oli voimakasta, mutta sillä päästiin kallion sisään suhteellisen helposti.

Kovan kallion tasauksen ja pohjasyvennyksen porauksen mahdollistamiseksi Bauer on kehittänyt sydänkairaratkaisuja. Leppävaarassa testattiin uutta prototyyppiä kiertoporaukseen perustuvasta sydänkairasta, jolla erittäin kovan kallion läpäisy pitäisi olla mahdollista. Prototyyppiä testattiin kolmella paalulla, joista kahdessa kallion pinta oli esiporausten perusteella hyvin jyrkästi viettävä.

Testin perusteella prototyypin heikoimmaksi kohdaksi osoittautui kiertoporakruunun rakenne (kuva 44). Puolet jyrsimistä jouduttiin uusimaan, koska niiden runko ei kestänyt työkalun ja kallion välistä painetta. Muita ongelmia aiheuttivat ulkoisen huuhteluletkun kömpelö käsiteltävyys sekä huuhtelujärjestelmän ajoittainen tukkeutuminen. Sen sijaan porakruunu ei näyttänyt juurikaan porauksesta kuluvan ja toimintaperiaatteeltaan työkalu osoittautui toimivaksi. Näin ollen sitä tullaan kehittämään eteenpäin.



Kuva 44. Työkaluprototyyppi testin jälkeen. Osa porakruunuista on irronnut liitoskohdista tai katkennut kruunun rungon kohdalta.

Työkalun tämän hetkinen kairausnopeus ei ole kovin suuri. Taulukossa 17 on esitetty kultakin paalulta mitattuja tunkeumanopeuksia. Yleisesti voidaan sanoa työkalulla saavutetun tunkeumanopeudeksi 10...20 mm/min, joka tarkoittaa 600...1200 mm/h, mikäli porausta pystytään tekemään jatkuvasti. Käytännössä se ei kuitenkaan ole mahdollinen, koska hiekkasäiliötä tulee tyhjentää noin 0,5...1,0 metrin välein. Verrattaessa kairausnopeutta pudotusmeislauksella saavutettuun työputken upotusnopeuteen 20...100 mm/h, voidaan todeta kairan suorituskyvyn olleen teknisistä ongelmista huolimatta lupaavaa. Aiemmin taulukossa 16 esitetyistä puristuslujuuksista paalun 54 näyte oli sydänkairalla leikattu näyte. Näytteen yksiaksiaaliseksi puristuslujuudeksi määritettiin 246 MPa, joka on hyvin tyypillinen suomalaiselle kalliolle. Näin suurilla lujuuksilla kairan jäljiltä jääneen sydänkiven rikkominen muilla työkaluilla oli vaikeaa.

Taulukko 17. Koetyökalun tunkeumanopeuksia.

Paalu nro:	Testi nro:	Tunkeuma, mm	Aika, min	Porausnopeus, mm/min
54	1	150	10	15,0
9	2	270	20	13,5
50	3	250	12	20,8

5.2 Työvaiheajat ja työsaavutukset

Leppävaarassa suoritettua kaivinpaalutuksen eri työvaiheiden ajat rekisteröitiin jokaiselta paalulta koneen elektronisella B-Tronic -tiedonhallintajärjestelmällä. Koneenkuljettaja asettaa koneeseen kulloinkin tehtävän paalun tunnuksen ja määrittää työvaiheiden alkamis- ja päättymisajankohdat painamalla niille asetettuja tehtävätunnuksia konsolissa, jolloin merkinnät kunkin vaiheen alkamisesta tallentuvat B-Tronic:n lokitiedostoon (kuva 45).

Työvaiheiden kestoa tulkittiin lokitiedostojen avulla ja muutamien käsikellotusten avulla varmistuttiin siitä, että työvaiheajat ovat lokitiedostossa oikein. Heikkoutena työvaiheajojen määrittämisessä on se, että koneenkuljettaja määrittää työvaiheen alkamis- ja päättymisajankohdan, jolloin osa merkinnöistä voi jäädä tekemättä tai niitä ei tehdä aina samassa kohtaa työvaihetta. Näin saatiin kuitenkin määritettyä suuruusluokaltaan oikeat ajat.

09.09.2008	07:11:38	S	Start	
09.09.2008	07:12:20	U	vai nr 15	ootan
09.09.2008	07:43:28	UE	vai nr 15	Unterbrechung beendet
09.09.2008	07:43:34	A	vai nr 15	Puurimine
09.09.2008	08:42:17	U	vai nr 15	Remont
09.09.2008	08:47:02	UE	vai nr 15	Unterbrechung beendet
09.09.2008	09:19:02	U	vai nr 15	Betooni ootamine
09.09.2008	10:09:22	UE	vai nr 15	Unterbrechung beendet
09.09.2008	10:09:28	A	vai nr 15	Betoneerimine
09.09.2008	11:28:10	A	vai nr 29	louna

Kuva 45. Malli B-Tronic -järjestelmästä saatavasta lokitiedostosta.

Kaivinpaalutusprosessi jaettiin kahteen työvaiheeseen: kaivuun ja betonointiin. Häiriötekijöistä tarkasteltiin työkalujen huoltotöihin sekä betonin odottamiseen kulunutta aikaa.

Kaivuun sisältyy työputken upotus, työputken kaivu ja kallion tasaamiseen kulunut aika sekä mahdollinen veden lisääminen työputkeen. Kallion tasaamisen osuus käytetystä ajasta vaihteli työnaikaisten havaintojen mukaan 30...60 minuutin välillä

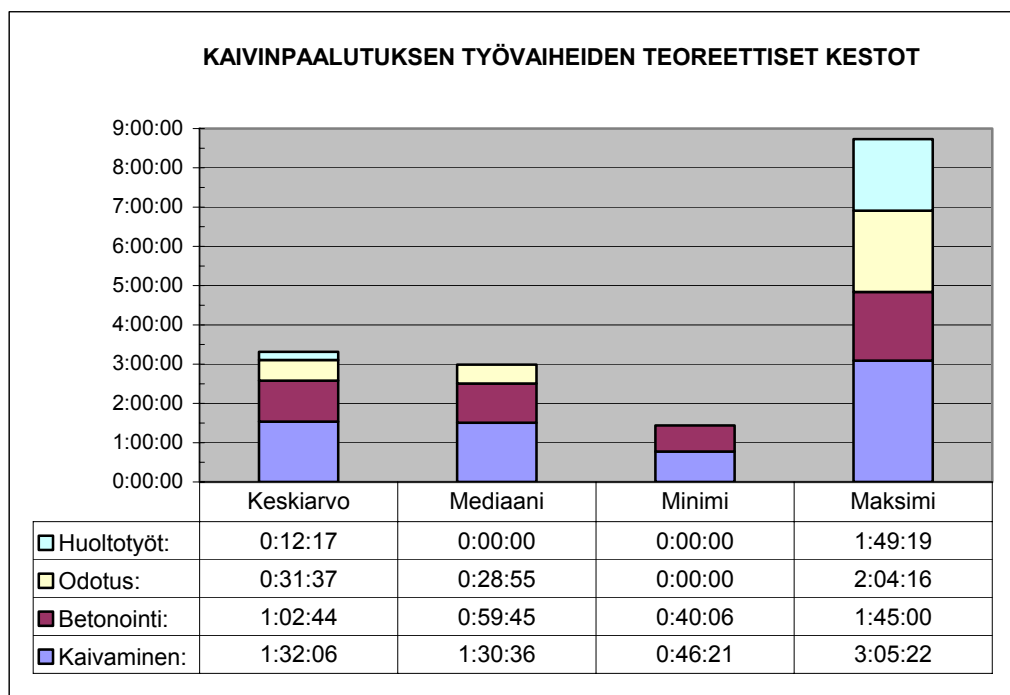
Betonointi sisältää raudoitteen asentamisen sekä betonointiin kuuluvat työvaiheet betonikuormien välissä olevine odotusaikoina. Raudoitteen ja valuputken asentamisen osuus käytetystä ajasta vaihteli työnaikaisten havaintojen mukaan 10...15 minuutin välillä.

Huoltotyö häiriötekijänä tarkoittaa työkalujen hampaiden vaihtoa tai muuta pienimuotoista työtä ja odotus puolestaan betonin odottamiseen kulunutta aikaa kaivun lopun ja ensimmäisen betonikuorman välissä.

Liitteessä C on esitetty valmistusjärjestyksessä kunkin paalun tekoon käytetty kokonaisaika. Kuvasta puuttuu kolmen viimeisen paalun (54, 9 ja 50) tekoon käytetyt ajat, sillä niiden aikana testattiin Bauerin työkalun prototyyppiä eivätkä ne tämän vuoksi olleet vertailukykyisiä. Liitteen C kaavioista nähdään, että ensimmäisen työviikon lopulla seitsemän paalun jälkeen paalujen valmistusnopeus vakiintui melko säännölliseksi. Liitteen D kaavioihin on laitettu ainoastaan paalun valmistukseen käytetyt ajat, joista nähdään kaivun ja betonoinnin kestävän noin kahdesta kolmeen tuntia paalua kohti.

Liitteen D kaavioiden loppupäässä kaivuun ja betonointiin käytetty aika lyhenee säännönmukaisesti. Tämä johtuu siitä, että loppuvaiheessa valmistettujen paalujen pituudet olivat lyhemmät. Liitteen C kaavioista huomataan kuitenkin, etteivät paalujen kokonaisvalmistusajat ole lyhentyneet, vaan niiden odotuksen suhteellinen osuus on kasvanut selkeästi. Tämä johtuu siitä, että työmaalle oli sovittu betonitoimitukset tiettyinä aikoina ja niitä ei muutettu paalupituuksien lyhentyessä, jolloin odotusaikaa jäi enemmän. Kuvaajista voidaan yleisesti todeta, että paalutusprosessissa ensimmäisen betonikuorman odottamiseen on käytetty melko paljon aikaa. Myös paalujen betonointiajoissa on huomattavia heittoja, mikä johtuu betonikuormien välissä olleesta odotusajasta. Mikäli betonitoimitukset voidaan ajoittaa paremmin, on mahdollista lyhentää kokonaisaikaa entisestään.

Alla olevassa kuvassa on esitetty yhteenvetona Leppävaaran tornin kaivinpaalutuksesta kullekin työvaiheelle laskettu keston keskiarvo, maksimi, minimi ja mediaani.



Kuva 46. Työvaiheiden teoreettiset kestot

Työvaiheaikojen ja toteutuneiden paalupituuksien perusteella laskettiin Kellymenetelmän kaivunopeus koheesiomaassa. Kaivunopeus vaihteli noin 5 – 18 m/h välillä kaivunopeuden keskiarvon ja mediaanin ollessa 10 m/h.

Betonointinopeus laskettiin paalun pituuden ja betonointiajan avulla. Betonointinopeus vaihteli noin 8-22 m/h välillä keskiarvon ja mediaanin ollessa noin 15 m/h. Betonointivauhti on selkeästi nopeampi kuin kirjallisuudessa esitetty 3-12 m/h.

Työsaavutukseksi Leppävaarassa muodostui kolme paalua päivässä ja keskimäärin 14 paalua viikossa. Paalutusnopeus vastaa kutakuinkin kirjallisuudessa esitettyä saavutusta. Kallioon tukeutuvilla paaluilla on kuitenkin huomattava, että kallion pinnan tasaukseen menee enemmän aikaa kuin maahan tukeutuvilla paaluilla. Verrattaessa työsaavutusta kahmarikauhamenetelmään, voidaan työsaavutuksen todeta olevan selkeästi suurempi.

Paalutuksen työsaavutukseen verrattaessa osoittautui paalujen katkaisu oikeaan tasoon paineilmakäyttöisillä piikkausvasaroilla sitä vastoin hyvin hitaaksi. Kahden hengen työryhmä ehti katkaista 1...2 paalua oikeaan tasoon työvuoron aikana.

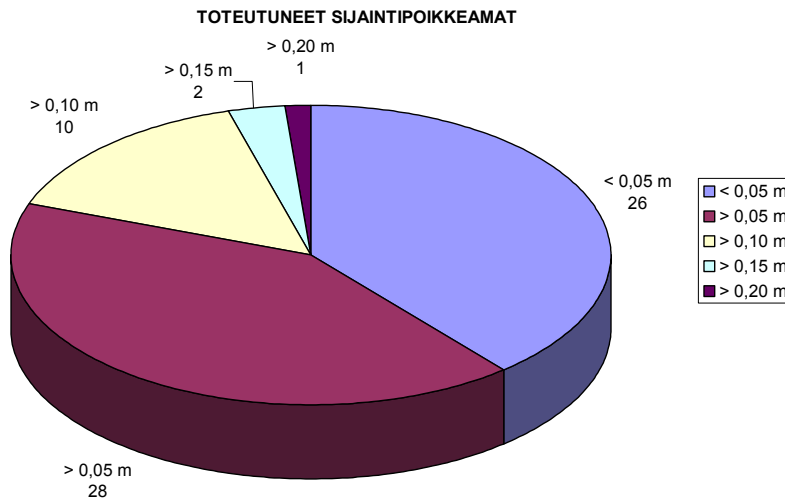
5.3 Paalujen laadulliset tekijät

5.3.1 Paalujen sijaintipoikkeamat

Paalujen toteutuneet sijainnit olivat pääosin hyvin lähellä teoreettista. SPO-2001 esittää halkaisijaltaan alle 1000 mm pystypaaluille sallituksi sijaintipoikkeamaksi vaakatasossa $e \leq 0,1$ m. Kohteessa rakennesuunnittelija määrittä työalussa sallituksi sijaintipoikkeamaksi $e \leq 0,2$ m.

Alla olevassa kuvassa on esitetty paalujen toteutuneet sijaintipoikkeamat viiden sentin välein poikkeamaluokkiin jaettuna. Kuvan perusteella huomataan, että viidennes paaluista ylittää SPO-2001:n salliman sijaintipoikkeaman, mutta rakennesuunnittelijan antaman sijaintitarkkuuden ylittää vain yksi paalu.

Suurimman toteutuneen poikkeaman aiheutti todennäköisesti se, että paalun sijainti oli merkitty maahan jo melko pitkään ennen paalun tekoa, jolloin merkki oli päässyt liikkumaan työmaatoiminnan aiheuttamana, eikä sen sijaintia huomattu tarkastaa ennen paalun tekoa. Raskasta kaivinpaalutuskalustoa käytettäessä on tärkeää, että paalun paikat merkitään mieluiten vasta juuri ennen kaivutyön aloitusta, jolloin koneen liikkeet eivät pääse liikuttamaan työalustaa ja näin merkattuja paikkoja.



Kuva 47. Paalujen toteutuneet sijaintipoikkeamat

5.3.2 Kaltevuus

Kelly-menetelmällä kaivettaessa ei työputki juurikaan pääse muuttamaan suuntaansa kaivun aikana. Asennettaessa työputkea useamman metrin pituisena heti alusta alkaen suuntautuu pyörittäjän syöttövoima koneen maston suunta-

sena maahan. Paalukaivannon kaltevuus ja suunta määräytyvät näin ollen jo työputken upotusta aloitettaessa. Maston kaltevuutta tarkkaillaan koko kaivun ajan B-Tronic -järjestelmästä, joka ilmoittaa kaltevuuden kahteen toisiaan kohtisuoraan olevaan suuntaan 0,1°:n tarkkuudella. Työputkia upotettaessa tehdään myös rinnakkaista valvontaa vesivaakaa käyttäen.

Työteknisistä syistä johtuen paalukaivanto ei voi myöskään olla kovin kaareva, sillä jäykkä ja suora Kelly-tanko seuraa kaivettaessa työkalua koko paalun matkalla. Mikäli paalukaivanto on kaareva, ottaa työputken sisähalkaisijan kokoinen työkalu kiinni työputken reunoihin eikä sitä saada vietyä kaivannon pohjalle saakka. Toimiakseen menetelmä siis vaatii suoran paalukaivannon.

5.3.3 Paalun pohjan syvyysijainti

Paalun alapään toteumasyvyytenä lopullisissa tuloksissa pidettiin paalun raudoitteen yläpäästä mitatun tiedon avulla laskettua syvyyttä. Mikäli sitä ei ollut saatavilla, käytettiin kuljettajan ilmoittamaa syvyyttä. B-Tronic -järjestelmän raporttiin tulostuvaa syvyyttä ei voida käyttää luotettavasti kallioon tukeutuvassa kaivussa, sillä kallion tasauksen aikana Kelly-tankoa painettaessa paalutuskoneen ylävaunu nousee ylöspäin, jolloin kaapeleiden liikkeeseen perustuva mitausjärjestelmä määrittää todellista syvemmän kaivannon. Raporttiin tulostuu aina suurin saavutettu syvyys. Kuljettaja voi määrittää kaivannon syvyyden laskemalla työkalun kevyesti kaivannon pohjalle, jolloin saadaan hyvin lähelle oikea kaivannon syvyys. Liitteen E kaavioissa on esitetty jokaisen paalun toteutunut syvyysijainti sekä sen suhde esiporauksissa havaittuun heikkoon ja kovaan kalliokerrokseen.

Toteumien perusteella laskettiin paalun pohjan tason olevan keskimäärin 0,26 m kovan kallion pinnan yläpuolella ja 0,21 m heikon kallion sisässä. Tulokset vaihtelevat jonkin verran, koska aina ei pystytty edes tunkeutumaan heikoksi luullun kalliokerroksen sisään. Tämä kuitenkin kuvastanee enemmän porakonekairauksen tunnottomuutta kuin paalutukseen käytetyn kaivinpaalutuskoneen tehottomuutta.

Kalliota tasattaessa kuljettaja kairaa lopussa maksimiteholla. Näin varmistutaan, ettei pohjalla ole jäänyt irtoaaineksia ja että kallio on tasattu mahdollisimman hyvin. Kairauksen aikaiset toiminnot tallentuvat B-Tronic -järjestelmään, jonka avulla toimintoja tarkkaillaan myös työn aikana. Sen sijaan porakonekairauksella tehdyt havainnot kallion lujuudesta perustuvat porarin ammattitaitoon, eikä porauksilla pystytä määrittämään kallion lujuutta kuten ei myöskään aivan eksaktia kallionpinnan tasoa. Tästä esimerkkinä mainittakoon paalu 61, jossa kovaksi kalliokerrokseksi luultu alue paljastui kaivettaessa kovaksi moreeniksi.

Näin ollen paalukaivannon alapää tuli 0,60 m esiporauksissa arvioitua tasoa alemmaksi.

Paaluja, joilla havaittiin heikompaa vyöhyke ennen kovaa kalliota, oli yhteensä 39 kappaletta, näistä 10 tapauksessa kaivutaso jäi keskimäärin 0,13 m heikon vyöhykkeen yläpuolelle. Heikon vyöhykkeen yläpuolelle jääneistä tapauksista suurin oli 0,33 m paalulla 56. Kyseisellä osalla paalutusalueella kallion havaittiin olevan erittäin kovaa myös viereisillä paaluilla, jotka jäivät tavoitetason yläpuolelle. Kaivantoa ei saatu kaivettua syvemmälle edes sydänkairojen avulla ja koetintangolla tunnusteltaessa kaivannon pohja oli "kivikova". Toteutuneiden syvyystasojen voidaan olettaa saavuttaneen kallionpinnan jokaisella paalulla.

5.3.4 Paalun pohjan tasaisuus

Paalukaivannon pohjan tasaisuuden mittaamiseksi tehtiin työnaikaisten näkö- ja kuulohavaintojen lisäksi pohjan tasaisuusluotauksia mittaamalla mittanauhalla työputken yläpään ja kalliopinnan välinen matka kolmesta kohtaa työputken kehältä tasasivuisen kolmion kärkipisteistä. Ajoittain mittanauhan mittaustarkkuutta heikensi veden pyörteiden aiheuttama liike paalukaivannossa.

Esiporausten perusteella määritetty kallion kaltevuus lähtötilanteessa vaihteli pääosin 0...25° välillä. Muutamilla paaluilla kallion kaltevuus oli noin 30° ja paaluilla 50 ja 54 noin 45° luokkaa.

Paalun pohjan tasaisuus määritettiin mittaamalla ennen raudoitteen laskemista. Keskiarvoksi ja mediaaniksi kunkin paalun luotausten erolle saatiin 0,03 m, joka tarkoittaa kulmana noin 2°. Suurin poikkeama pohjan tasaisuudessa oli 0,08 m eli noin 5°. Näin ollen kaivinpaalujen pohjan tasaisuus alitti selkeästi SPO:ssa vaaditun 15°, joka vastaa 0,21m tasoeroa halkaisijaltaan 880 mm olevalla paalulla. Kelly-menetelmällä meislattaessa saadaan siis aikaiseksi erittäin tasainen kaivannon pohja, mikäli työkalut vain kestävät tasauksesta aiheutuvan rasituksen. Näin ollen kaivinpaaluille ei tarvinnut harkita kalliotapitusta paalun alapään liukumisen estämiseksi.

Paalujen 50 ja 54 tasaamiseen käytettiin prototyyppiä ja normaaleja kairoja. Näissä tapauksissa pohjan taseus oli erittäin työlästä ja hankalaa. Leppävaaran kokemusten perusteella voidaan arvioida normaaleilla kairoilla pystyttävän taseamaan kaltevuudeltaan noin 25...30° olevaa kalliota.

5.3.5 Raudoitteen sijainti ja betonin laatu

Paalun muotoa ja betonin laatua tarkasteltiin kaivettaessa paalujen katkaisutasoja esiin. Paalun katkaisun jälkeen tarkasteltiin raudoitteen sijoittumista paa-

lun poikkileikkausosalalle sekä sen betonipeitettä. Myös raudoitteen betonoinnin aikaista nousua tarkkailtiin kaikilla paaluilla ja tarkemmin mittauksin 12 paalun kohdalla.

Paalun raudoitteen sijainti yhdessä raudoitteen betonipeitteen paksuuden sekä paalun poikkileikkausalan muoto paalun varren matkalla ovat oleellisia laadullisia tekijöitä paalun laatua ajatellen.

Paalujen yläpäästä kaivettiin paikoitellen esiin jopa kahden metrin syvyydeltä. Tällä matkalla paalut olivat säännöllisen muotoisia ja halkaisijaltaan vakiomittaisia lukuun ottamatta yhtä paalua, jossa paalun yläpää oli painunut hieman sisään.

Työalustan murskeen sisällä paalut olivat tasapaksuja ja poikkesivat halkaisijaltaan vain vähän tai ei lainkaan teoreettisesta 880 mm:stä. Murskeessa paalun betonimenekki vastasi teoreettista määrää, mutta alemmissa maakerroksissa savessa ja erityisesti silttisessä hiekassa ja hiekassa paalun poikkileikkausosat ovat todennäköisesti olleet hieman suurempia. Betonimassan paineesta johtuva varren laajeneminen tai mahdollinen alivirtauksen aiheuttama maan ryöstö työputken ulkopuolelta ovat voineet aiheuttaa paalun poikkileikkausalan kasvua.

Poikkileikkausalan kasvuun viittaava betonimenekki oli keskiarvoltaan ja medianiltaan 1,36 kertainen suhteessa teoreettiseen betonimenekkiin vaihdellen 1,21...1,44 välillä. Betonimenekkiä ja ylijäämäbetonin määrää arvioitiin karkeasti silmäämällä ja betonipumppumiehen kokemukseen perustuen. Mikäli betonimassa olisi jakautunut tasaisesti koko matkalle, vaihtelisi tasapaksun paalun halkaisija 970–1060 mm välillä. Katkaisutasolla halkaisijan havaittiin vaihtelevan 875–905 mm välillä. Näin ollen syvemmillä maaperässä paalun toteutuneen halkaisijan on oltava vielä suurempi kuin betonimenekin mukaan lasketun tasapaksun paalun halkaisija. Verrattaessa Leppävaaran massamenekkiä kirjallisuudessa ilmoitettuun normaaliin 1,12...1,25 kertaiseen menekkiin on todettava, että betonimenekki oli melko suuri.

Toteutuneita betonipeitteen paksuuksia tutkittiin paalun katkaisutasosta mittanauhaa käyttäen. Kultakin paalulta mitattiin betonipeitteen maksimi- ja minimipaksuus. Työteknisistä seikoista johtuen ainoastaan 44 paalun raudoitteiden sijainti ja betonipeitteen paksuus saatiin mitattua. Keskimäärin betonipeitteen minimipaksuudeksi mitattiin 83 mm ja vastaavasti maksimipaksuus oli 142 mm, joten raudoitteiden sijainti on kaivannossa ollut hieman epäkeskinen (kuva 48a). Vaaditun betonipeitteen 75 mm alituksia huomattiin 11 paalun kohdalla. Yhden kohdalla betonipeitteen paksuus oli ainoastaan 50 mm, joka kuitenkin toteuttaa yleisesti harjateräksiltä vaaditun betonipeitteen paksuuden. Muuten alittavien betonipeitteiden paksuudet olivat 60 tai 70 mm.

Paalulla, jonka yläpää oli painunut sisäänpäin, ei katkaisutason toisella laidalla ollut paikallisesti lainkaan betonipeitettä. Sisäänpäin painuminen johtuu todennäköisesti siitä, että paalutuskoneella on ajettu liian läheltä hiljattain betonoitua paalua, jolloin murske on koneen painosta johtuen painunut tuoreen paalun sisään (kuva 48b). Tämän tyyppisten laatupoikkeamien osalta voidaan todeta paalutusjärjestyksen näyttelevän oleellista osaa paalun yläpään betonipeitteen laadullisessa onnistumisessa.



48. a) Katkaistun paalun yläpää, jossa oikean reunan betonipeite on paksumpi kuin vasemman. b) Rakennusmies havainnollistaa paalun yläpään laatupoikkeamaa vesivaa'an avulla.

Paalun raudoitteen sijainnin suhteen voi olla poikkeamia myös pystysuunnassa, jolloin raudoite nousee työputkea nostettaessa jopa useita metrejä ylöspäin, muutamista senteistä puhumattakaan. Raudoitteiden nousua tarkasteltiin mitaamalla raudoitteen yläpään sijainti ennen betonoinnin alkua ja työputken noston jälkeen.

Taulukossa 18 on esitetty ennen valua ja valun jälkeen mitatut raudoitteen yläpään tasot. Useassa tapauksessa raudoite on jopa painunut syvemmälle valun aikana. Tämän suuntaiset havainnot johtunevat lähinnä tasolaserilla suoritettua mittauksen tarkkuudesta. Eniten nousua on havaittu raudoitteella 46, joka työn aikaisten havaintojen mukaan nousi työputken mukana useita metrejä ylöspäin betonoinnin aikana. Sama on tapahtunut myös raudoitteella 49, joka on kuitenkin pystytty jättämään alkuperäiseen tasoon Kelly-tangolla raudoitetta painamalla. Ainoastaan paalulla 46 raudoitteen nousu on ylittänyt InfraRYL:ssä (2006) esitetyn toleranssin +150 mm.

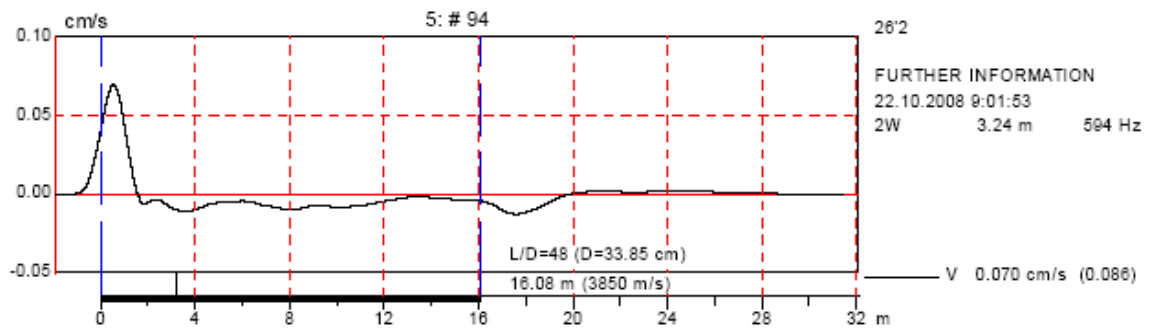
Taulukko 18. Raudoitteen yläpäästä mitattu betonoinnin aikainen liike.

Paalu numero	Raudoitteen yläpään taso ennen valua, m	Raudoitteen yläpään taso valun jälkeen, m		Nousu (+) Painuma (-), m	
3	7,580	7,565		-0,015	
7	7,510	7,505		-0,005	
10	7,165	7,155		-0,010	
11	7,840	7,830		-0,010	
12	7,785	7,795		0,010	
13	7,700	7,715		0,015	
20	7,645	7,645		0,000	
21	7,665	7,680		0,015	
42	7,635	7,635		0,000	
46	7,745	7,910		0,165	
48	7,785	7,786		0,001	
49	7,795	7,795		0,000	
50	7,450	7,550		0,100	
54	7,825	7,825		0,000	
					Keskiarvo: 0,019 m
					Maksimi: 0,165 m
					Mediaani: 0,000 m

Raudoitteen nousua voidaan estää valamalla työputkeen riittävästi massaa ennen ensimmäisen työputken nostoa. Betonimassa sitoo raudoitteen kaivannon pohjalle ja estää sen nousemisen. Tarvittaessa raudotehänkin alapäähän laite- taan poikittaiset raudat vastaanottamaan lisää betonista aiheutuvaa painetta. Yleensä riski raudoitteen nousulle on betonoinnin alussa, jolloin massaa ei ole vielä valettu paljoa eikä työputkea lyhennetty kertaakaan. Pyörittäjän avulla työ- putkea saadaan pyöritettyä ja nostettua hyvin tehokkaasti ja nopeasti, jolloin raudoitteen tarttuessa kiinni työputkeen nousee myös se herkästi ylöspäin. Tä- män vuoksi työputken nosto on aloitettava varovasti ja riittävän hitaasti sekä samanaikaisesti on tarkkailtava raudoitteen mahdollista nousua.

5.3.6 Paalun ehjyys

Paalujen ehjyys tarkistettiin paalun pään katkaisun jälkeen PIT-mittauksilla. Kaikki PIT-kuvaajat olivat hyvin tasalaatuisia kuten alla olevassa kuvassa eikä yhdenkään paalun varressa ei havaittu heikkousvyöhykkeitä tai muita poik- keavuuksia. Kaivinpaalun kalliokontaktin laatua voidaan arvioida PIT- kuvaajasta, jolloin paalun alapään tienoilla tapahtuu niaus alaspäin iskuaallon nopeuden hidastuessa ja kadotessa kallioon.



Kuva 49. Paalun 26 PIT-kuvaaja.

5.4 Ympäristövaikutukset

5.4.1 Maaperän käyttäytyminen

Työmaan ympäristön painumista tarkkailtiin vaaitsemalla mittapisteitä säännöllisin väliajoin. Maan luonnollinen painumanopeus työmaata ympäröivällä alueella on 150 mm vuodessa eikä kaivinpaalutuksen huomattu aiheuttavan painumanopeuteen muutoksia. Myöskään viereisten katujen pintarakenteissa tai viemäri- ja vesijohtolinjoissa ei havaittu kaivinpaalutuksen aiheuttamia siirtymiä tai painumia

Maanalaisia muutoksia maaperässä todettiin työputken alivirtauksen perusteella tehdyistä havainnoista. Työputken alitse tapahtui virtausta kaikilla paaluilla lukuun ottamatta kahta, jotka pystyttiin kaivamaan ja betonoimaan kuivana. Vähäinen alivirtaus ilmenee putken täyttymisenä vedellä, mutta voimakasta alivirtausta havaittaessa alkaa putkeen tulla myös runsaasti hienoaainesta. Veden virtaus työputkeen havaittiin savikerroksen läpäisyn jälkeen siltistä ja hiekasta koostuneessa kerroksessa. Voimakkainta vedenvirtaus oli noin 12 metrin syvyydessä, jossa silttinen kerros muuttui hiekaksi. Voimakasta alivirtausta havaittiin noin kolmanneksella paaluista. Ainoastaan kaksi paalua (7 & 16) pystyttiin kaivamaan kuivana lopulliseen syvyyteen asti.

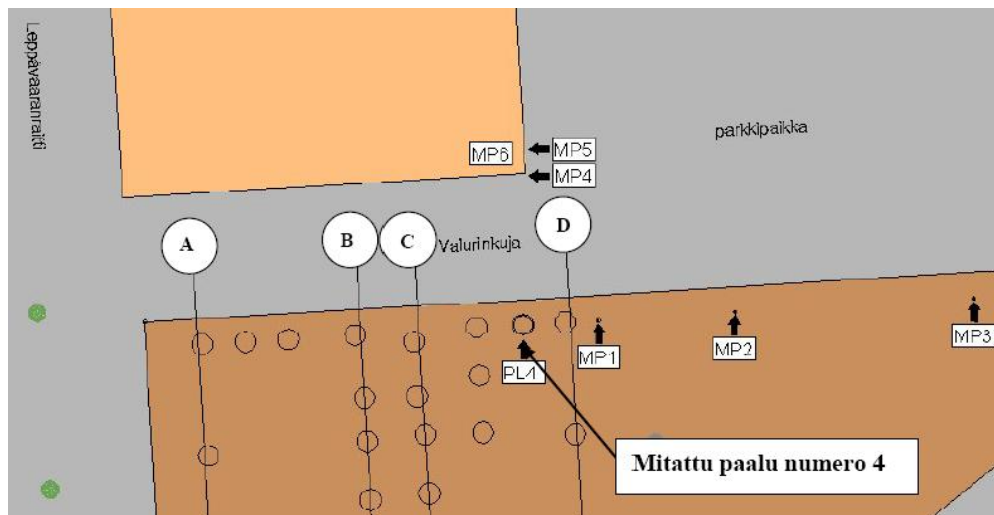
5.4.2 Tärinä

Kaivinpaalutuksen aiheuttamia tärinäarvoja mitattiin Finnrock Consulting Oy:n toimesta jatkuvana mittauksena viereiseen rakennukseen sijoitetulla anturilla. Jatkuvan tärinämittauksen lisäksi Tampereen teknillinen yliopisto, TTY, mittasi tärinäarvoja yhden paalun valmistuksen ajan osana Rakentamisen aiheuttamat tärinät –tutkimushanketta (Hakulinen 2009).

Jatkovaa tärinämittausta rekisteröinyt anturi oli sijoitettu työmaan vieressä olleen rakennuksen kolmanteen kerrokseen siten, että anturin ja koneen etäisyys

vaihteli noin 15 – 40 metrin välillä paalutuksen aikana. Anturin mitaamat tärinähuiput sattuivat kaivinpaalujen teon työvaiheista kallion tasaamisen ajankohtaan, jolloin suurin mitattu yksittäinen vaakasuunnan huippuarvo oli 1,5 mm/s ja pystysuunnan huippuarvo alle 1,0 mm/s. Yleisesti tärinätasot olivat vaakasuuntaan yleisesti 0,5...1,0 mm/s välissä satunnaisia ylityksiä lukuun ottamatta. Pystysuunnan tärinä vaihteli 0,1...0,3 mm/s välillä.

TTY:n mittaukset suoritettiin 17.9.2008 paalun 4 valmistuksen aikana. Mittauspisteitä oli maassa 3,5 m, 10 m ja 21 m etäisyydellä paalusta. Lisäksi mittausanturit oli sijoitettu maahan rakennuksen viereen, rakennuksen sokkeliin sekä rakennuksen kolmanteen kerrokseen jatkuvaa mittausta tekevän anturin viereen (kuva 50). Tärinästä mitattiin heilahdusnopeudet (mm/s) ja taajuudet (Hz). (Hakulinen 2009)



Kuva 50. Mittauspisteet (Hakulinen 2009).

Tärinä maassa olleissa mittauspisteissä oli suurinta työputken tyhjennyksen ja kallion tasauksen aikana. Suurin heilahdusnopeus 2,3 mm/s mitattiin 3,5 metrin etäisyydellä olleesta pisteestä. Kauempana maassa olleissa mittauspisteissä tärinä oli suurimmillaan noin 1...1,5 mm/s. Rakennuksen mittauspisteissä tärinä oli pohjan tasauksen ja paalun valmistuksen aikana suurimmillaan noin 0,7 mm/s (sokkeli) ja 0,9 mm/s (3. kerros). Tärinän taajuus oli kaikissa mittauspisteissä ja suunnissa laajakaistaista noin 5...100 Hz, jolloin hallitsevaa taajuusaluetta ei voi yksikäsitteisesti määrittää. (Hakulinen 2009)

TTY:n mitaamat rakennuksen tärinäarvot olivat suuruusluokaltaan yhteneviä jatkuvien mittauksen kanssa. Verrattaessa mitattuja arvoja SPO-2001:ssä esitettyihin arvoihin, voidaan todeta, että kaivinpaalutuksesta aiheutuneet tärinät eivät vaarantaneet rakenteiden kestävyttä, mutta ylittivät toki kohteessa mitatut juna- ja autoliikenteen aiheuttamat tärinät. Matalista tärinäarvoista huolimatta ko-

kivat viereisessä rakennuksessa oleskelleet ihmiset tyypiltään pitkäkestoisen ja epä säännöllisen tärinän epämiellyttävänä ja jopa pelottavana. Kelly-menetelmän aiheuttama tärinä poikkeaa erityisesti kallion tasauksen osalta vaapudotteisen meisselin käytöstä siten, että Kelly-menetelmässä tärinä on jatkuva, kun meisseliä pudotellessa se on hetkellistä.

5.4.3 Melu

Työkohteessa tutkittiin myös kaivinpaalutustyön aiheuttamia melutasoja Finnrock Consulting Oy:n toimesta. Espoon kaupungissa häiritsevää melua aiheuttavaksi työksi katsotaan kaikenlainen melu, joka ylittää alueen vallitsevan melutason. Kohteessa vallitseva melutaso (LA_{eq}) oli ennako-odotuksista poiketen ainoastaan noin 60 dB:n tasoa.

Melumittauksia tehtiin viidestä pisteestä etäisyyden vaihdella 10 – 60 m:n välillä. Mitatut suureet olivat: A-maksimi- ja A-minimiäänitasot, äänialtistustaso (La_e) ja ekvivalenttitaso (La_{eq}). (Saukkonen 2008)

Suurin mitattu hetkellinen maksimimelutaso oli 105,8 dB, joka aiheutui teleskooppisen Kelly-tangon jatkamisesta. Kaikissa työvaiheissa suurin hetkellinen melutason maksimi ylitti 70 dB vaihdellen noin 80...95 dB:n välillä. Kullekin mitauspisteelle laskettujen kokonaisäänialtistustasojen avulla saatiin laskettua päivittäinen ekvivalenttitaso (klo 7.00 – 22.00) työputken upotukselle ja kallion tasaukselle sekä valutapahtumalle. Työputken upotuksen ja kallion tasauksen päivittäinen ekvivalenttitaso La_{eq} vaihteli välillä 60 – 68 dB:n, kun se valujen aikana oli 40 – 56 dB:ä. Näin ollen sosiaali- ja terveysministeriön julkaisemat ohje arvot (55dBA) ympäristömelulle ylitettiin, mutta osittain pysyttiin jopa sen alapuolella.

SPO-2001:ssa on esitetty kaivinpaalutuksen aiheuttamaksi melutasoksi 10 m etäisyydellä 80...90 dB, joka on Leppävaarassa suoritettujen mittausten perusteella samaa luokkaa myös Kelly-menetelmällä. Melumittaukset ovat aina riippuvaisia tapahtumaympäristöstä eikä niiden perusteella voida suoraan sanoa, miten paljon kone tuottaa melua erilaisissa olosuhteissa. Tehtyjen melumittausten perusteella mielestäni kuitenkin voidaan saada melko hyvä käsitys Kelly-menetelmän aiheuttamasta melutasosta.

6 Johtopäätökset ja suositukset

Yhtenä tutkimuksen lähtökohdista oli oletus siitä, että nykyinen kaivinpaalujen suunnittelua ja toteutusta käsittelevä kotimainen ohjeistus on heikkoa. Tutkimuksen aikana kuitenkin ilmeni, että kaivinpaalujen ohjeistus suunnittelun ja työn toteutuksen osalta on edelleen melko kattava SPO-2001:n, InfraRYL 2006:n sekä eurostandardien SFS-EN 1997:1 ja SFS-EN 1536 muodostama kokonaisuus. Osittain ohjeistus on kuitenkin melko vaikeasti luettavaa ja hajallaan olevaa, mitä ei suinkaan helpota se, että ohjeistus jakaantuu neljään eri teokseen.

Suhteellisen laajasti ja yleisesti käytössä olleen kaivinpaalutuksen seikkaperäisiä kotimaisia toteutusohjeita ja työkuvauskuvaus, jotka tukisivat ohjeistuksen tulkin-
taa, ei kuitenkaan juuri ole olemassa. Kotimainen kirjallisuus painottuu 1970- ja
1980-luvuilla julkaistuun materiaaliin, jolloin kahmarikauhamenetelmän käyttö
on ollut ainoa vaihtoehto kaivinpaalutuksessa. Viimeisen 10 - 15 vuoden aikana
on kuitenkin tehty erinäisiä kokeiluja uusien kaivinpaalutekniikoiden soveltami-
sesta, mutta niistä ei ole juuri jäänyt kirjallisia raportteja.

Kirjallisuustutkimuksen osana verrattiin kaivinpaalujen mitoituksen antamia varmuustasoja Eurokoodin, SPO-2001:n ja RakMk:n kesken. Varmuustaso on suurimmillaan SPO-2001:n ohjejärjestelmää noudatettaessa. Eurokoodijärjestelmän varmuustaso tulee olemaan samaa luokkaa RakMk:n kanssa ja osittain jopa pienempi. Eurokoodijärjestelmän käyttöönotto tulee hieman laskemaan mitoituksen kokonaisvarmuustasoa SPO-2001:n verrattuna.

Toteutettaessa kaivinpaaluja Kelly-menetelmällä ei menetelmän käyttö varsinaisesti muuta kaivinpaalutusprosessia poistaen tai lisäten siihen kuuluvia työvaiheita, vaan toteutus sisältää edelleen samat työvaiheet kuin kahmarikauhamentelmässä. Kelly-menetelmän käytössä on kyse ennen kaikkea vaihtoehtoisesta tekniikasta kaivinpaalujen toteuttamiseksi. Menetelmää käyttävät koneet ovat kaivinpaalutusta silmällä pitäen rakennettuja laitteita, joiden teknisillä ratkaisuilla on pyritty parantamaan paalutuksen tehokkuutta ja laatua.

Leppävaarassa toteutetun koekohteen perusteella Kelly-menetelmään perustuvan paalutuskoneen tekniset ratkaisut ovat tarkoituksenmukaisia ja toimivia. Työnaikana tehtyjen havaintojen perusteella työputkien käsittely pyörittäjällä on helppoa ja mahdollistaa työputkien varastoinnin ja käyttöönoton ilman ylimääräisiä välinostoja nosturilla. Tutkimustulosten perusteella jäykkää mastoa myöten liikkuvalla pyörittäjällä työputki pystytään upottamaan tarkasti haluttuun kohtaan ja työputken upotustyö saadaan suuntautumaan yhdensuuntaisesti maston

kanssa, jolloin myös kaltevuus pysyy vakiona koko työn ajan. Tarvittaessa työputken upottamiseen voidaan käyttää apuna hiertopukkia, mutta Leppävaaran olosuhteissa pyörittäjän käytön rajat eivät tulleet vastaan vielä 17 metrin syvyydellä.

Kaivettaessa Kelly-menetelmällä saadaan työputki tyhjennettyä tehokkaasti koko kaivannon pohjan alalta leikkaavilla työkaluilla, jotka saadaan täytettyä aina kaivannon pohjalle laskettaessa ja välttämään kahmarille ominaisilta puolityhjiltä nostoilta. Myöskään ohuet moreenikerrokset tai vähäiset esteet eivät aiheuta ongelmia kaivutyöhön. Tehokkaan kaivun ansiosta paalun valmistuksen kokonaisaika on huomattavasti lyhyempi kuin kahmarikauhamenetelmällä.

Kelly-menetelmää hyödyntävät kaivinpaalutuskoneet ovat parhaimmillaan keskieuropalaisissa olosuhteissa, joissa ei yleensä tavata Pohjoismaissa yleisiä kovia kallioperiä. Leppävaarassa tehtyjen mittausten perusteella työkaluilla pystyttiin kuitenkin tasaamaan kalliopinnat erinomaisen hyvin, vaikka työkalujen kuluminen oli voimakasta. Kalliopinnan sijainnista tulee kuitenkin olla tarkat esitiedot, jotta kalliopinnan saavuttamisesta voidaan työnaikana olla varmoja. Jyrkästi kaltevan tai erityisen kovan kallion tasaaminen vaatii onnistuakseen ennakolta tehtäviä räjäytyksiä. Ongelmia voi ennustaa myös, jos maaperä sisältää paljon lohkareita. Yksittäisten lohkareiden läpäisy ei tällä hetkellä ole Kelly-menetelmällä erityisen tehokasta, mutta ei myöskään mahdotonta, mikäli lohkareen syrjäyttäminen tai leikkaus putken tieltä onnistuu. Kuitenkaan sen käyttö erittäin lohkareisessa maaperässä ei ole suositeltavaa ilman enakkoon tehtäviä porauksia ja räjäytyksiä.

Ympäristövaikutukset Kelly-menetelmää käytettäessä ovat vähäiset tai samaa suuruusluokkaa muihin suurpaalutusmenetelmiin verrattuna. Työputkella tuettua kaivantoa kaivettaessa maaperän häiriintyminen voi johtua alivirtauksesta, joka syö maata putken ympäriltä, mutta muuten menetelmä ei juuri vaikuta ympäröivään maahan, koska se ei vaadi toimiakseen huuhtelua. Esimerkiksi käytettäessä ilmahuuhtelua maata syrjäyttämättömäksi ajatellun porapaalutuksen toteuttamisessa, voi maapohjaan kiertämään pääsevä ilma aiheuttaa häiriöitä hyvinkin laajalla alueella. Vastaava ilmiö havaittiin Leppävaarassa esiporausten aikana.

Kelly-menetelmän aiheuttamat värähtelyt ovat rakenteiden vaurioitumisen kannalta pienet ja menetelmän aiheuttamat melutasot ovat samaa luokkaa tai jopa pienemmät kuin muilla suurpaalutusmenetelmillä. Vähäisten ympäristövaikutusten vuoksi tekniikkaa voi suositella käytettävän myös aivan kaupunkien keskuksissa olemassa olevien rakennusten viereen rakennettaessa.

Kelly-menetelmä nopeuttaa selkeästi kaivinpaalutusta kahmarikauhamenetelmään verrattuna. Tehokkuuden kasvu mahdollistaa kaivinpaalun käytön todellisen vaihtoehtona muiden suurpaalujen rinnalla. Leppävaaran kokemusten ja havaintojen sekä paalujen laadullisen onnistumisen myötä tulee Kelly-menetelmän käyttöä ja kehitystä kaivinpaalutuksessa jatkaa. Leppävaarassa saatuja tuloksia arvioitaessa on kuitenkin muistettava, että pohjaolosuhteet kohteessa olivat helpohkot eikä työnaikana jouduttu kaivautumaan esimerkiksi pak-sujen moreenikerrosten läpi.

Kuitenkin Kelly-menetelmän käytössä on vielä kehittämistarpeita ja tulevaisuudessa kohteissa sitä on suositeltavaa tutkia lisää erityisesti työkalujen kestävyiden ja kalliopinnan tasaamisen osalta.

Leppävaaran kohteessa kaivauduttiin pääosin pehmeiden savimaiden, keskittiviin siltiin sekä pohjalla satunnaisesti olleen moreenin ja heikon kallion lävitse. Suhteellisen helpoista olosuhteista huolimatta työputkissa havaittiin kulumista. Kulumisen johtui ilmeisesti siitä, että pyörittäjällä työputkea voidaan pyörittää nopeasti ja pitkään, toisin kuin hierontopukilla, jolloin myös siihen kohdistuva hankaus on voimakasta. Tulevaisuudessa työputkien kulumista tulisi tarkkailla erityisesti kitkamaissa työskenneltäessä, jolloin havaitaan, onko pyörittäjän käyttö työputken upottamiseen järkevää liiallisen työputkien kulumisen vuoksi vai tulisi kitkamaissa käyttää hierontopukkia kulumisen välttämiseksi.

Nykyisenlainen työputken kruunu on myös kestävyydeltään hieman heikko, sillä se vaurioituu melko helposti, vaikka onkin tarkoitettu nimenomaan kallion läpäisyyn. Nykyisessä kalliokruunussa hampaiden vaihtaminen on helppoa niiden rikkoutuessa, mutta juuri hampaiden kiinnityskohta on nykyisellään liian heikkorakenteinen. Näin ollen kiinteillä hampailla varustettu kruunu soveltunee paremmin käytettäväksi suomalaisissa kallio-olosuhteissa.

Kahmarikauhalla kaivettaessa on kalliopinnan olemassaolo pyritty todentamaan varmistusmeislauksella jotta tiedetään, ettei kaivu ole pysähtynyt lohkareseen tai hyvin tiiviiseen moreeniin. Varmistusmeislaus on saattanut irrottaa isojakin kiven kappaleita kaivannon pohjalta ja jättää pohjan epätasaiseksi, mutta kappaleiden perusteella ei kuitenkaan liene mahdollista erottaa lohkareita kallioista. Kelly-menetelmällä kallion tasaaminen tapahtuu työkaluilla rouhimalla, jolloin kaivannosta nouseva materiaali on aina pääosin rakeista maa-ainesta riippumatta siitä leikataanko kalliota, lohkareita vai moreenia. Kalliopinnan toteaminen perustuu pohjatutkimusten ja esiporausten perusteella määritetyn syvyystason saavuttamiseen, kallion tasaamisen aikaiseen tarkkailuun sekä koetintangolla tapahtuvaan kallionpinnan tunnistamiseen. Näin ollen myöskään Kelly-menetelmällä ei välttämättä voida aukottomasti todistaa, että on saavutettu kal-

lio, tai erottaa kalliota lohkareesta. Kalliokontakti voidaan molemmissa menetelmissä todistaa aukottomasti paalun läpi tehtävillä varmistusporauksilla.

Puhdistuskairan käyttö kaivannon pohjan puhdistukseen on periaatteeltaan toimiva ja koetintangolla tehdyn varmistuskoputuksen perusteella kallionpinta saatiin sillä puhdistettua hyvin. Koetintangon käyttö on kuitenkin hieman kevyt tapa varmistua pohjan puhtaudesta, eikä sillä saada hyvää arvausta parempaa tietoa pohjan puhtaudesta. Kannukairan käyttöä pohjan puhdistukseen kalliopinnalla olisi hyvä tutkia tarkemmin, jotta varmistuttaisiin sen soveltuvuudesta tehtävään. Tulevaisuudessa vähintäänkin vedenalaisen kameran käyttö koetintangon rinnalla tai sen korvaajana on suositeltavaa juuri ennen betonoinnin aloittamista. Näin voidaan varmistua visuaalisesti, ettei maa-aineksia ole jäänyt tai ehtinyt laskeutua vedestä pohjalle puhdistuksen ja betonoinnin aloittamisen välissä.

Leppävaarassa testattu kiertoporaukseen perustuva sydänkaira tulee jossain määrin ratkaisemaan edellä mainittuja kallion käsittelyyn liittyviä ongelmakohtia. Kiertoporaukseen perustuva kaira mahdollistaa varmistusmeislauksena suoritettavan kairauksen ja kalliopinnan tunnistamisen lohkareesta tai moreenista. Varmistusmeislauksen yhteydessä saadaan aikaiseksi esireikä, joka mahdollisesti helpottaa työputken upotusta kallioon ja ehkäisee työputken kruunun rikkoutumista. Myös jyrkästi kaltevan kalliopinnan tasaaminen ilman räjäytyksiä voi olla työkalulla helpompaa, kun käytetään kallion rikkomiseen tarkoitettuja kiertoporakruunuja joiden kautta paine jakaantuu todennäköisesti tasaisemmin kuin esimerkiksi sydänkairojen hampaista. Tällä hetkellä rengasmaisen uran leikkaavan työkalun ongelma on se, ettei kovaan kallioon leikattua sydänkiveä saada normaalikairoilla helposti rikottua. Tämän vuoksi työkalua tulisi kehittää koko pohjan pinta-alalta leikkaavaksi siten, että kiertoporakruunuja olisi koko pohjan alalla eikä vain kairan ulkokehällä. Tällöin sydänkiveä ei jäisi jäljelle, eikä tarvittaisi erillisiä kairauksia sen poistamiseksi. Koko kairan pohjan alalta leikkaava työkalu saattaisi myös mahdollistaa kaivinpaalun teon paljon lohkareita sisältävässä maassa, jolloin lohkareet saataisiin rikottua pienemmiksi ilman erillisiä ennakkoräjäytyksiä

Nykyisellään paalun pään katkaisu vie kahdelta mieheltä pidempään kuin itse paalun tekeminen. Sen vuoksi paalun pään katkaisutekniikoiden kehittäminen ja omaksuminen on tärkeää.

LÄHDELUETTELO

Painetut lähteet:

BY 201. 2004. Betonitekniikan oppikirja. Jyväskylä. Suomen Betoniyhdistys ry. 570 s. ISBN 952-5075-61-3. ISSN 0358-5255.

Cartwright, A. 2008. "Licence to dig" - A Practical Guide to Bored Piling in Swedish Soils. Teoksessa: Moore Geoteknik. Grundläggningdagen 2008. [Seminaarijulkaisu].

Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M. & Elson, K. 2009. Piling Engineering. 3. painos. Wiltshire, Iso-Britannia. 398 s. ISBN 978-0-415-26646-8.

Gunaratne, M. 2006. The Foundation Engineering Handbook. Boca Raton, Yhdysvallat; CRC Press, Taylor & Francis Group. ISBN 0-8493-1159-4. ISSN 978-0-8493-1159-8.

Harjula, H. 1983. Siltojen paaluperustukset geotekniikan kannalta. Teoksessa: RIL K12-1983 Siltapäivät, osa 2. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 41 – 60. ISBN 951-758-032-0.

Hartikainen, J. 1998. Paalutyypit ja niiden käyttöalueet. Teoksessa: RIL K184-1998 Erikoispaalut - Suunnittelu ja käyttö. Helsinki, Suomi: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 5 – 27.

Hartikainen, J. 2002. Teoksessa: RIL K190-2002. Siltapäivät 2002. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 131 s. ISBN 951-758-422-9. ISSN 0356-9403.

Holmberg, H. 1989. Kaivinpaalut. Teoksessa: RIL K105-1989 Erikoispaalut rakentamisessa. Helsinki, Suomi: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 177 – 194.

Juhola, M. O. 1974. Paalutus. Teoksessa: RIL 95 Pohjarakennus. Helsinki, Suomi: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 255 – 278.

Juhola, M. O. 1976. Suurpaalut ja niiden käyttö Suomessa. Teoksessa: INSKO 76-76 Suurpaalut ja niiden käyttö Suomessa. Insinöörijärjestöjen Koulutuskeskus. 1. kappale. S. 1 – 17.

Juhola, M. O. & Keinonen, L. 1986. Pohjarakenteiden kehitys. Teoksessa: Anttikoski, U. Juhola, M. O. Lamberg, R. Mäkinen, M. Kleemola, J. & Vähäaho, I. (toim.). RIL 166 Pohjarakenteet. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 31 – 48. ISBN 951-758-108-4. ISSN 0356-9403.

Kemppi-Virtanen, P. 1983. Kaivinpaalu Suomen olosuhteissa. Diplomityö. Teknillinen korkeakoulu, rakennusinsinööriosasto. Espoo. 95 s.

Kiiskilä, A. 1997. Siltojen perustusten geotekniseen mitoituksen vertailu eurocodien ja kansallisten ohjeiden mukaan. Helsinki. Tielaitoksen selvityksiä 4/1997. 62 sivua + 97 liitesivua. TIEL 3200452. ISBN 951-726-315-5, ISSN 0788-3722.

Kleemola, J. 1983. Suurpaalut sillan paaluperustuksina. Teoksessa: RIL K12-1983 Siltapäivät, osa 2. Helsinki. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 83 – 93. ISBN 951-758-032-0.

Köhn, W. 1968. Katalog der Ortpfahl-Verfahren : Bohrspfähle, Ortramppfähle, Pressrohrpfähle, Rüttelpfähle. Bauverlag. Wiesbaden, Saksa. 147 s.

Malk, P. & Helin, H. 2005. As. Oy Leppävaaran torni, Tärinäriskin arviointi. Muistio 28.11.2005.

Malk, P. & Kangas, H. 2008. As. Oy Leppävaaran torni, Pohjatutkimus- ja pohjarakennussuunnitelma, Ramboll Finland Oy.

Tuhola, M. 1984. Perustus- ja maarakennetyöt. Teoksessa: Ruoppa, A., Heikkilä, J., Kupila, S., Pennanen, O., Valtonen, M. & Lahti, J. (toim.). INSKO 7-84 Pohjarakennustyöt. Helsinki, Suomi: INSKO Insinöörijärjestöjen Koulutuskeskus. 3. kappale. S. 1 – 12. ISBN 951-794-153-6. ISSN 0357-3451.

Riihimäki, T. 2009. Paalutusohje 2010 taustaa. Eurokoodi 1997 ja sen soveltaminen Suomessa -kurssin luentomateriaali.

RIL 121-2004. 2004. Pohjarakennusohjeet. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 142 s. ISBN 951-758-439-3. ISSN 0356-9403.

RIL 179-1989. 1989. Sillat. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 390 s. ISBN 951-758-196-3. ISSN 0356-9403.

RIL 212-2001. 2001. Suurpaalutusohje. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. 154 s. ISBN 951-758-412-1. ISSN 0356-9403.

RIL 223-2005. 2005. Lyöntipaalutusohje. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto

RIL r.y. 2. painos. 154 s. ISBN 951-758-412-1. ISSN 0356-9403.

Rönkä, M. 1976. Suurpaalun rakenteellinen suunnittelu. Teoksessa: INSKO 76-76 Suurpaalut ja niiden käyttö Suomessa. Insinöörijärjestöjen Koulutuskeskus. 4. kappale. S. 1 – 25.

Schroderus, T. 2002. CFA- ja porapaalutus. Insinööriyö. Pohjois-Savon ammatikorkeakoulu, rakennus- ja turvallisuustekniikan koulutusohjelma. Kuopio. 89 s.

SFS –EN 1536. 2006. Pohjarakennustyöt. Kaivettavat paalut. Helsinki: Suomen standardisoimisliitto. 75 s.

Slunga, E. Suutarinen, I. Juhola, M. O. Kleemola, J. Ollila, M. & Kuokkanen, R. 1986. Paaluperustukset. Teoksessa: Anttikoski, U. Juhola, M. O. Lamberg, R. Mäkinen M. & Vähäaho, I. (toim.) RIL 166 Pohjarakenteet. Helsinki, Suomi: Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL r.y. S. 161 – 226. ISBN 951-758-108-4. ISSN 0356-9403

Slunga, E. 2009. Eurokoodi 7:n taustaa. Eurokoodi 1997 ja sen soveltaminen Suomessa -kurssin luentomateriaali.

SCC Viatek Oy. 2001. Kehä 1, Turuntie-Helsingin raja, tiesuunnitelman laatiminen Meluselvitys. 18 s.

SGL. 2004. Sekanpålar som stödkonstruktion – Litteraturstudie. Helen Åhnberg. Statens geotekniska institut. Linköping, Ruotsi. ISSN 1100-6692.

SGY. 1978. Suurpaaluohjeet 1978. SPO-78. Suomen Geoteknillinen yhdistys. Helsinki 1978. 92 s.

Tiehallinto. 2007. Sillan geotekniset suunnitteluperusteet. Helsinki. 85 s. ISBN 978-951-803-896-5. TIEH 2100053-07.

TKK Kalliorakentaminen. 2008. TUTKIMUSSELOSTE, TKK-Kal 16/2008. Espoo 2008.

Tomlinson, M. J. 1986. Foundation Design and Construction. 5. painos. Essex, England: Longman Scientific & Technical. 842 s. ISBN 0-582-28642-5.

Tomlinson, M. J. & Woodward, J. 2008. Pile design and construction practice. 5. painos. Oxon, Englanti: Taylor & Francis. 551 s. ISBN 0-203-96429-2.

Sähköiset lähteet:

BAUER Aktiengesellschaft. 2009. Yrityksen kotisivut ja tuote-esitteet. [Viitattu: marraskuu 2008 – marraskuu 2009]. Saatavissa: <http://www.bauer.de/>

Caltrans. 2008. Foundation Manual. State of California Department of Transportation Engineering Service Center Division of Structures. Ohjekirja. [Viitattu: 15.10.2009]. Saatavissa: <http://www.dot.ca.gov/hq/esc/construction/manuals/OSCCompleteManuals/Foundation.pdf>

Cementation Skanska. 2009. Yrityksen kotisivut ja tuote-esitteet. [Viitattu: 2.5.2009]. Saatavissa: <http://www.skanska.co.uk/en/Services/Piling-foundations/Foundation-techniques/Piling/Continuous-flight-auger/>

Federation of Piling Specialists FPS. 2008. Breaking Down of Piles. Tekninen ohje. Yhdistyksen kotisivut. [Viitattu: 23.9.2009]. Saatavissa: <http://www.fps.org.uk/>

Eniro. 2009. Kartta ja reitti –palvelu. [Viitattu: 12.8.2009]. Saatavissa: <http://kartat.eniro.fi/>

Eurokoodi Help Desk. 2008a. Eurokoodien käyttöönoton tiedotussivusto. [Viitattu 5.6.2008 ja 21.7.2008]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/>

Eurokoodi Help Desk. 2008b. Rakentamismääräysten soveltaminen eurokoodien tultua käyttöön. [Tiedote]. [Viitattu 5.6.2008]. Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi./Eurokoodien%20tilanne%20nyt/eurokoodien%20kayttoonot-to.tiedote.pdf>.

Geoforum 2009. Pile Info. [Viitattu: 2.5.2009]. Saatavissa: <http://www.geoforum.com/info/pileinfo/index.asp?Lang=>

Gustavsson, H. 2008. Vertailulaskelmat SFS-EN 1997-1:n kansallisen liitteen laati-mista varten. Teknillinen korkeakoulu. Pohjarakennus ja maamekaniikka. [Viitattu 29.7.2008] Saatavissa: <http://www.eurocodes.fi/1997/paasivu1997/sahkoinen1997/EC%207-1%20VERTAILULASKELMAT-1.pdf>

Hakulinen, M. 2009. Rakentamisen aiheuttamat tärinät –tutkimushanke, Tärinämittausraportit. Tutkimusraportti. Tampere: Tampereen teknillinen yliopisto, Maa- ja pohjarakenteet. 176 s. [Viitattu: 28.10.2009]. Saatavissa: <http://www.sgy.fi/getfile.ashx?cid=72843&cc=3&refid=7>

Health & Safety Executive HSE. 2002. Pile Cropping – A Review of Current

Practice. Tekninen ohje. [Viitattu: 23.9.2009]. Saatavissa: <http://www.hse.gov.uk/vibration/hav/campaign/construction/pilecrop.pdf>

Junttan. 2009. Yrityksen kotisivut ja tuote-esitteet. [Viitattu: 24.9.2009]. Saatavissa: <http://www.junttan.com/>

Loadtest. 2009. The Osterberg Cell. Kotisivut. [Viitattu: 16.11.2009]. Saatavissa: <http://www.loadtest.co.uk/Loadtest%20Ltd/the%20osterberg%20cell.htm>

PDI. 2008. Sample Specifications & Instructions For High-Strain Dynamic Testing Of Drilled And Cast-In-Place Shafts. Tuote-esite. [Viitattu: 23.10.2009]. Saatavissa: <http://www.pile.com/Specifications/openPaper.asp?sessionID=30>

PMC. 2009. Statnamic Load Testing. Kotisivut. [Viitattu: 16.11.2009]. Saatavissa: <http://www.piletest.co.uk/statnamic.html>

Rubin. 2008. Was ist RUBIN?. RUBIN-projektin kotisivut. [Viitattu: 18.6.2008]. Saatavissa: <http://www.rubin-online.de/deutsch/einleitung/wasist/index.html>

Recepieux. 2009. Yrityksen internetsivut. [Viitattu: 23.9.2009]. Saatavissa: <http://www.recepieux.com/>

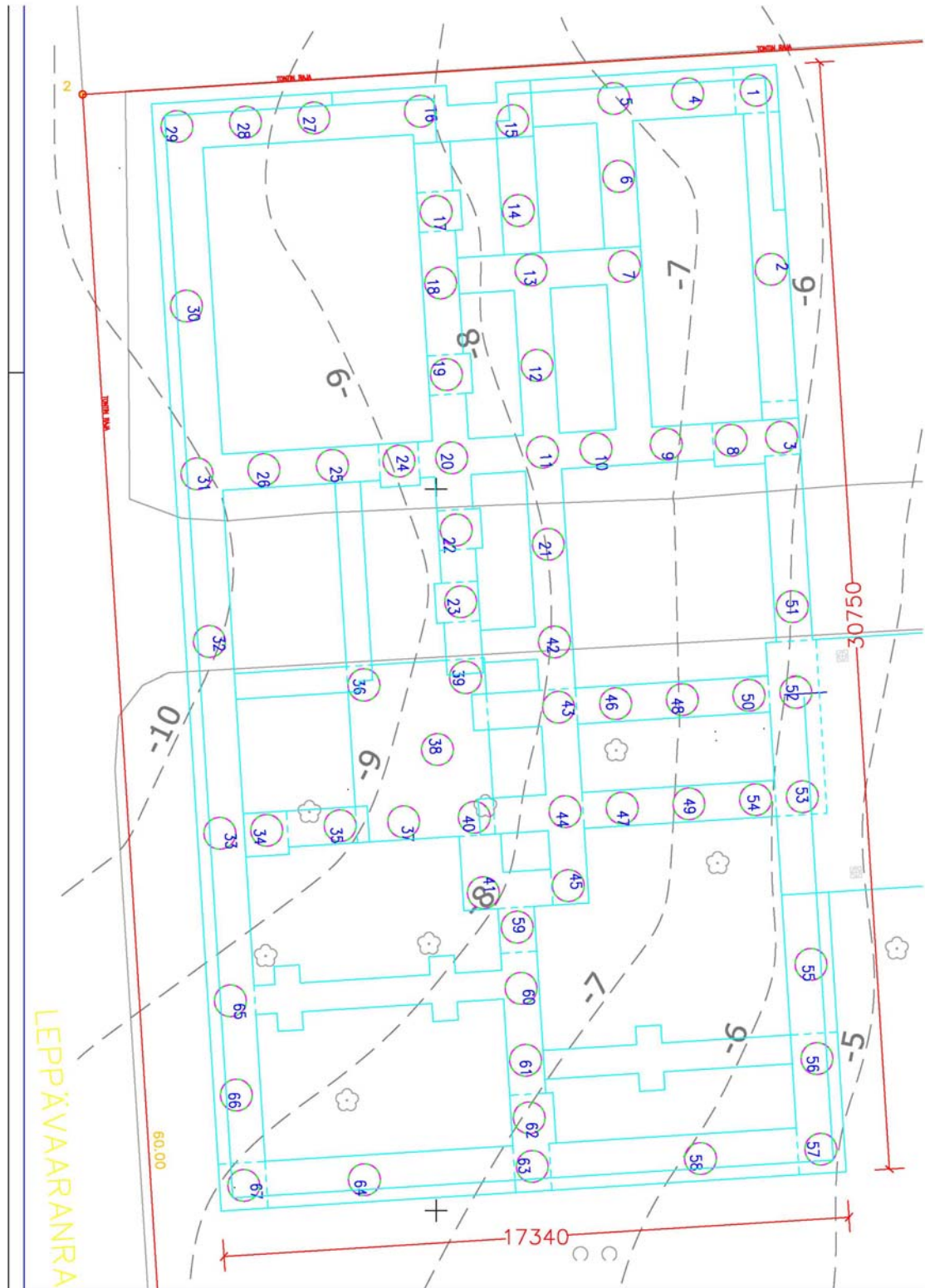
Taets. 2009. Yrityksen internetsivut. [Viitattu: 23.9.2009]. Saatavissa: <http://www.taets.nl/>

Ympäristöministeriö. 2008. Suomen rakentamismääräyskokoelma. [Ympäristöministeriön internetsivut]. [Viitattu 30.6.2008]. Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi/default.asp?node=1364&lan=fi>

Ympäristöministeriö. 2008a. Perustelut ja tausta eurokoodijärjestelmään siirtymiselle sekä EN 1997-1:n kansallisen esipuheen ja kansallisen liitteen laatimiselle. [Perustelumuistio]. [Viitattu 24.7.2008]. Saatavissa: <http://www.ymparisto.fi/default.asp?node=15617&lan=fi>

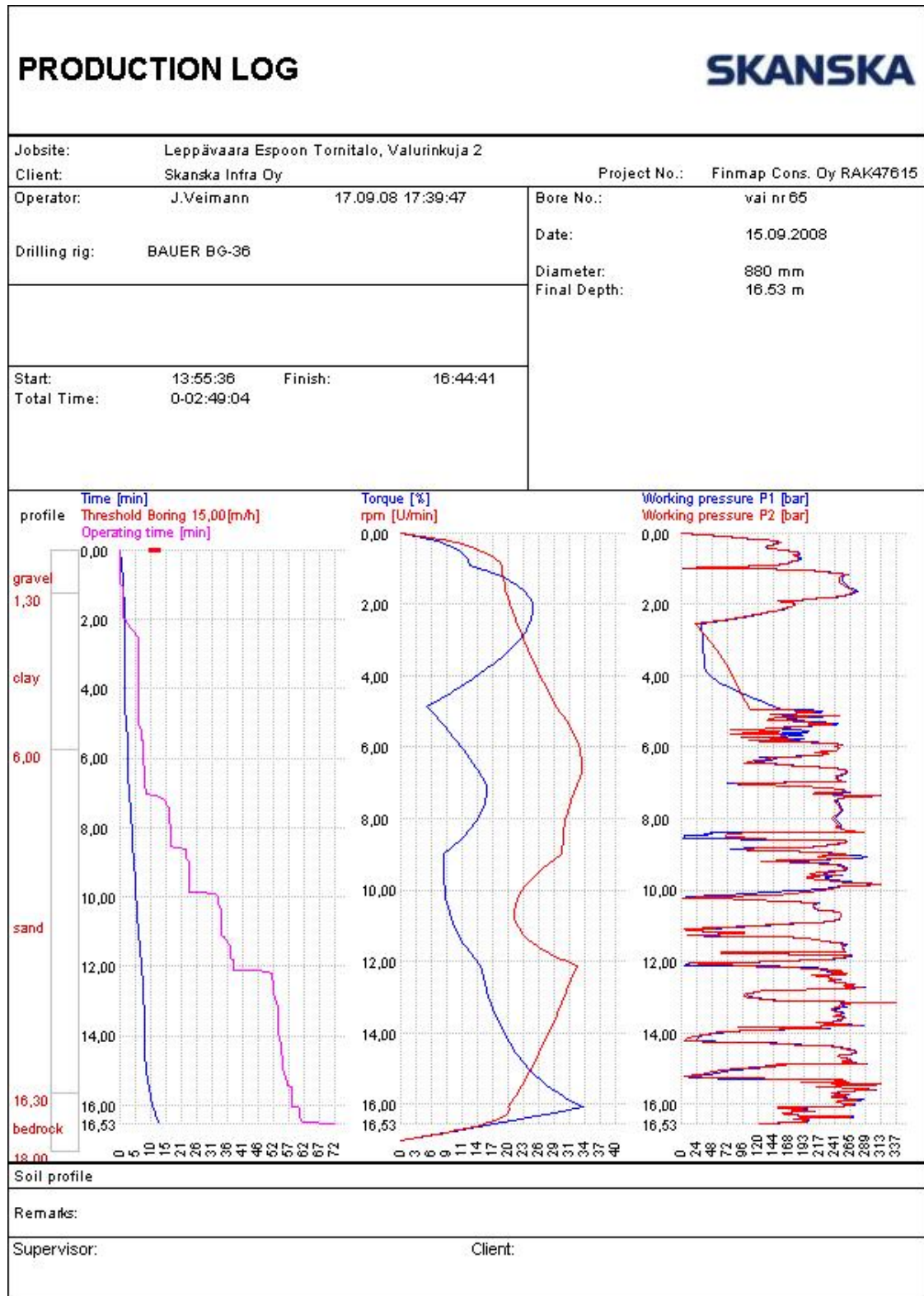
Liite A

Leppävaaran tornin paalukartta ja suunnitelmien mukaiset kalliopinnan tasot (Ramboll 2008).



Liite B

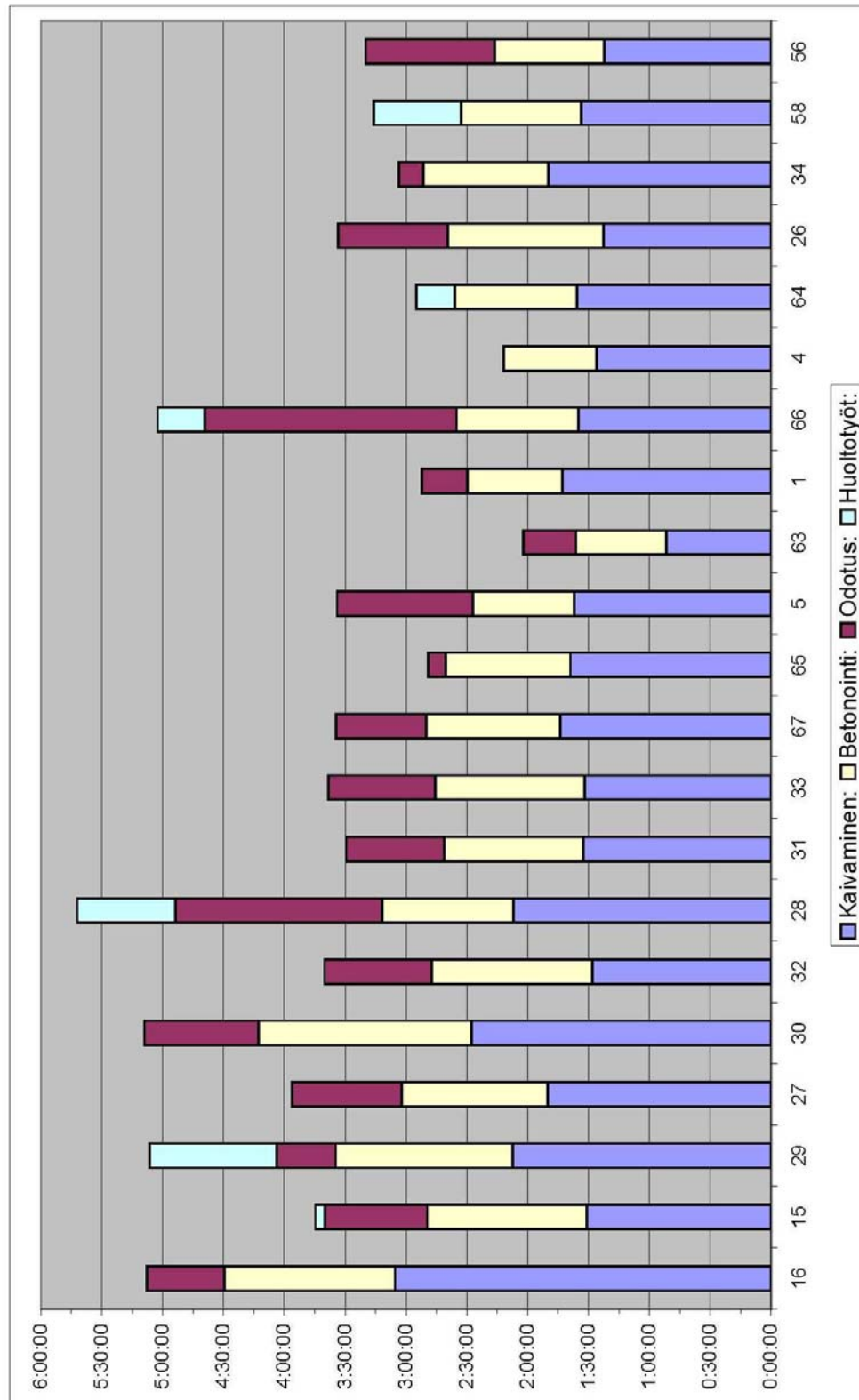
Malli B-Tronic –tiedonhallintajärjestelmän raportista



Skanska EMV AS, Tallinn Madara 25, Estonia

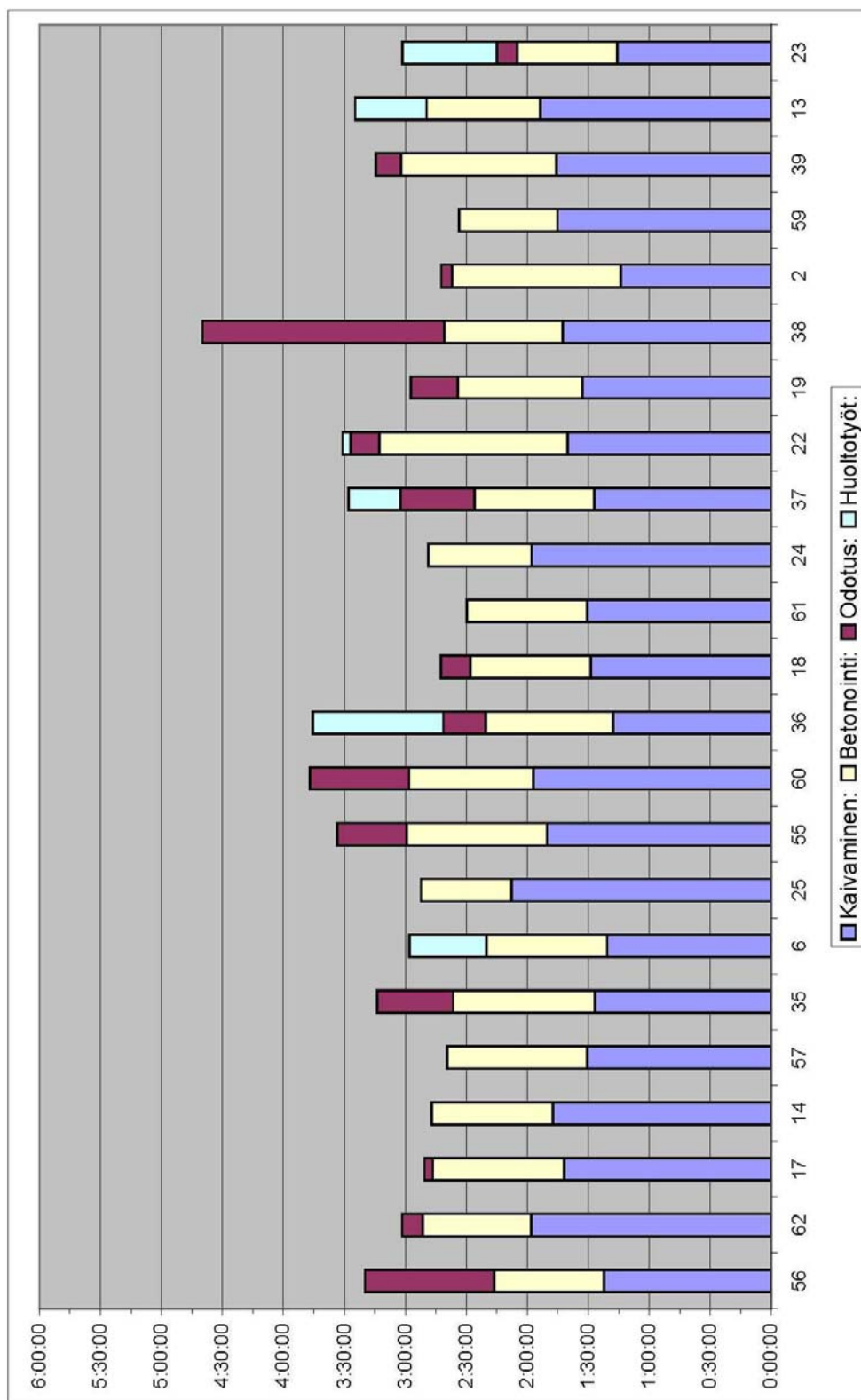
Liite C. (1/3)

Paalukohtainen kokonaistyöaika työvaiheikoihin jaettuna.



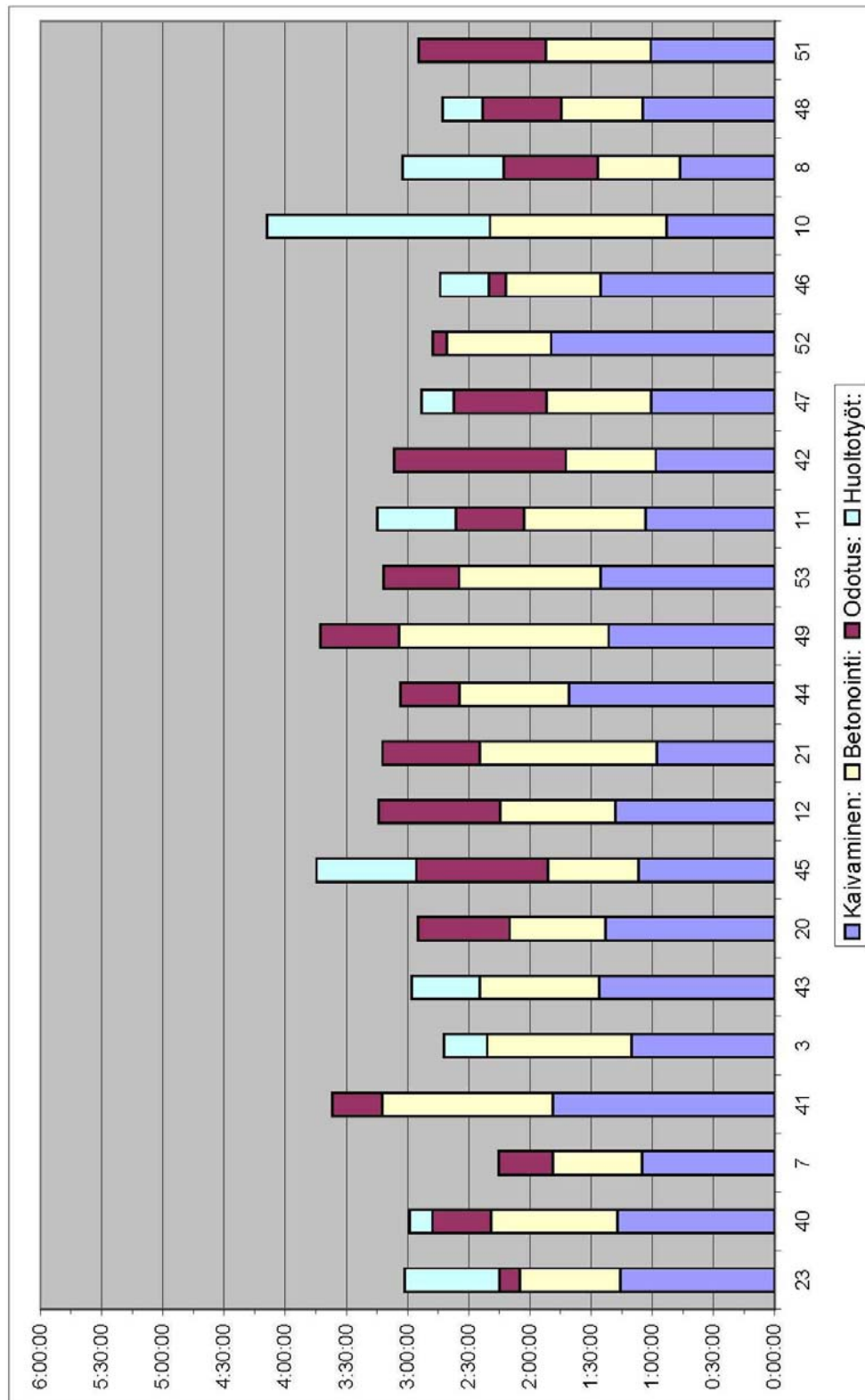
Liite C. (2/3)

Paalukohtainen kokonaistyöaika työvaihe aikoihin jaettuna.



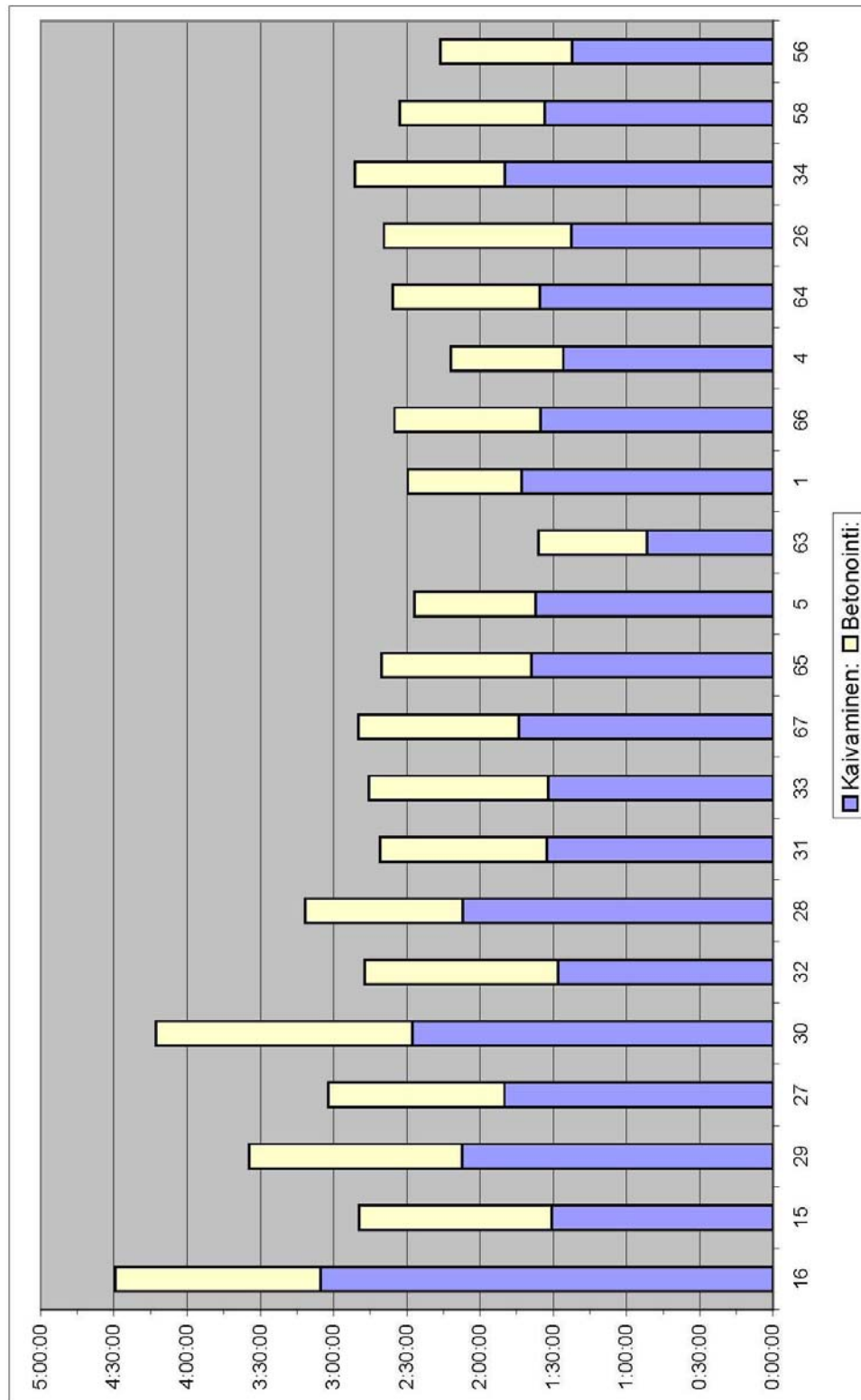
Liite C. (3/3)

Paalukohtainen kokonaistyöaika työvaihe aikoihin jaettuna.



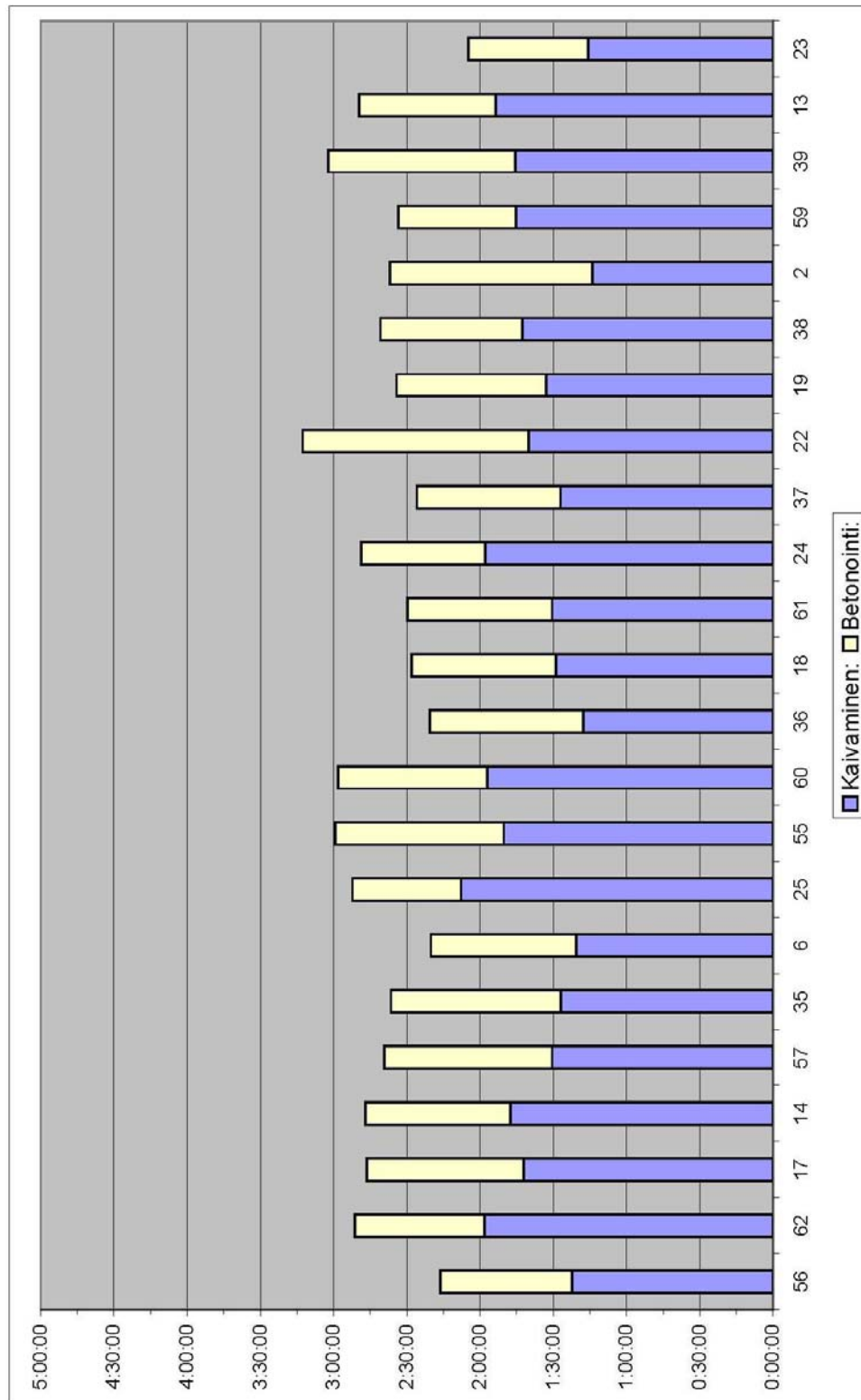
Liite D. (1/3)

Paalukohtaiset kaivun ja betonoinnin työvaiheajat.



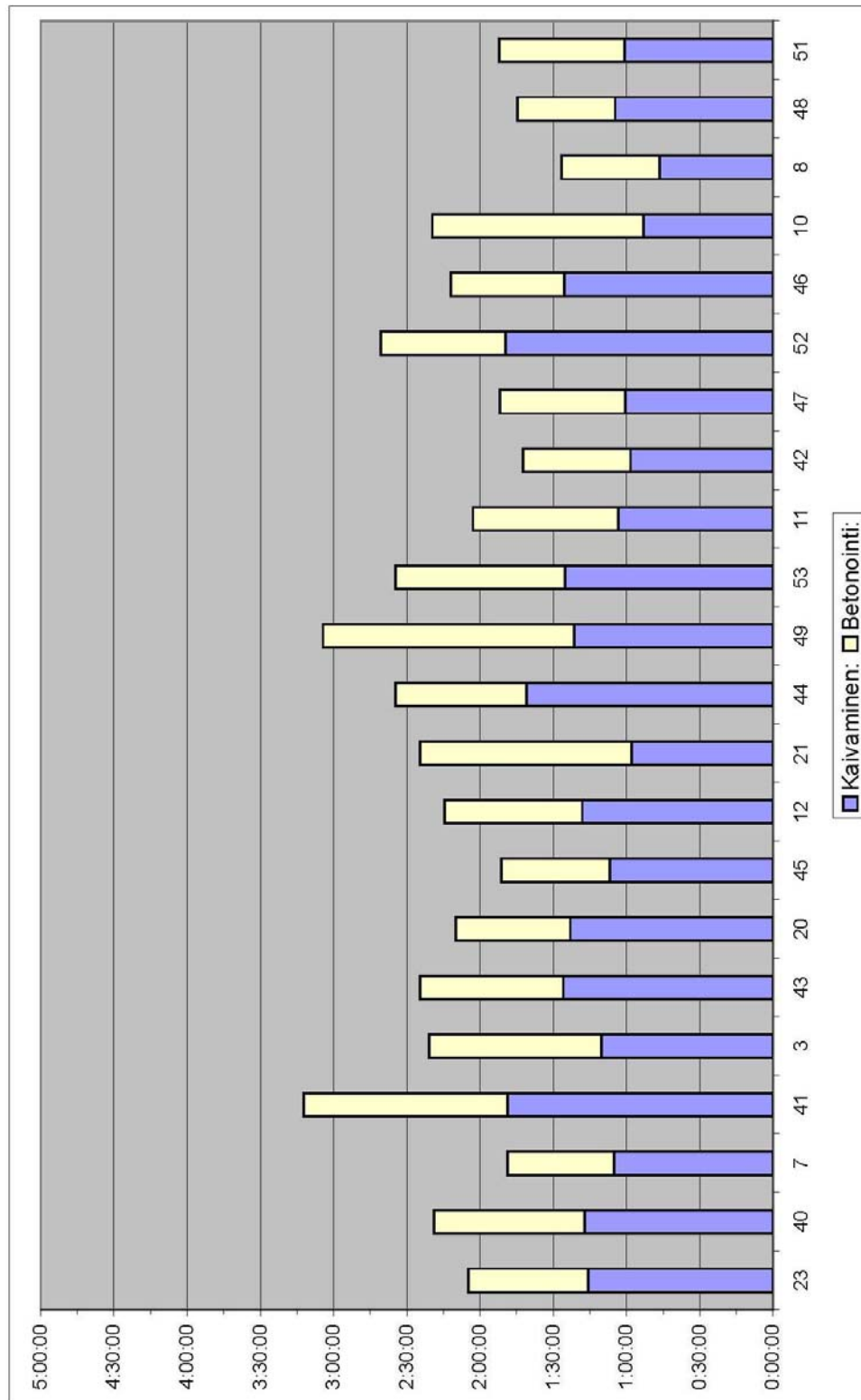
Liite D. (2/3)

Paalukohtaiset kaivun ja betonoinnin työvaiheajat.



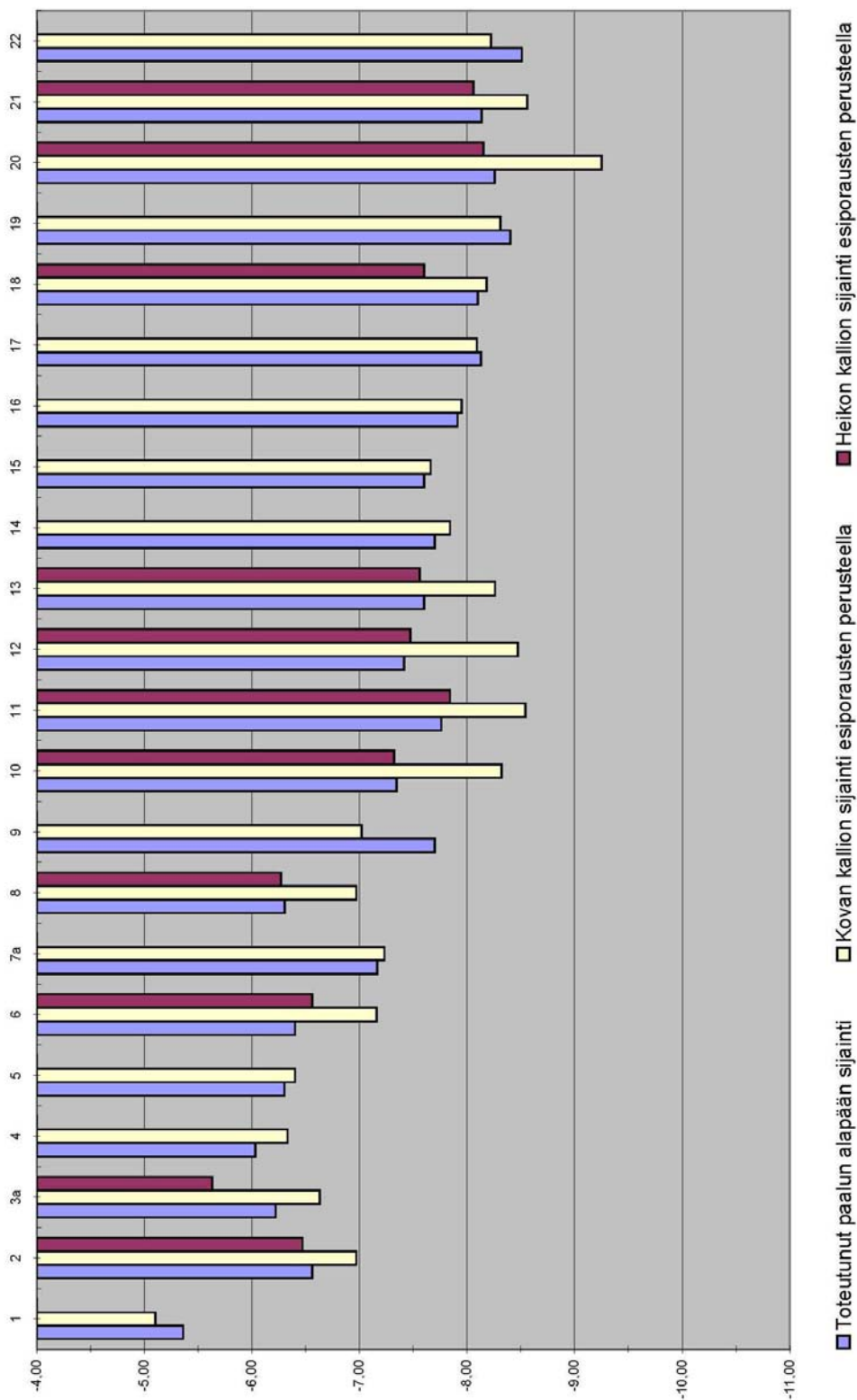
Liite D. (3/3)

Paalukohtaiset kaivun ja betonoinnin työvaiheajat.



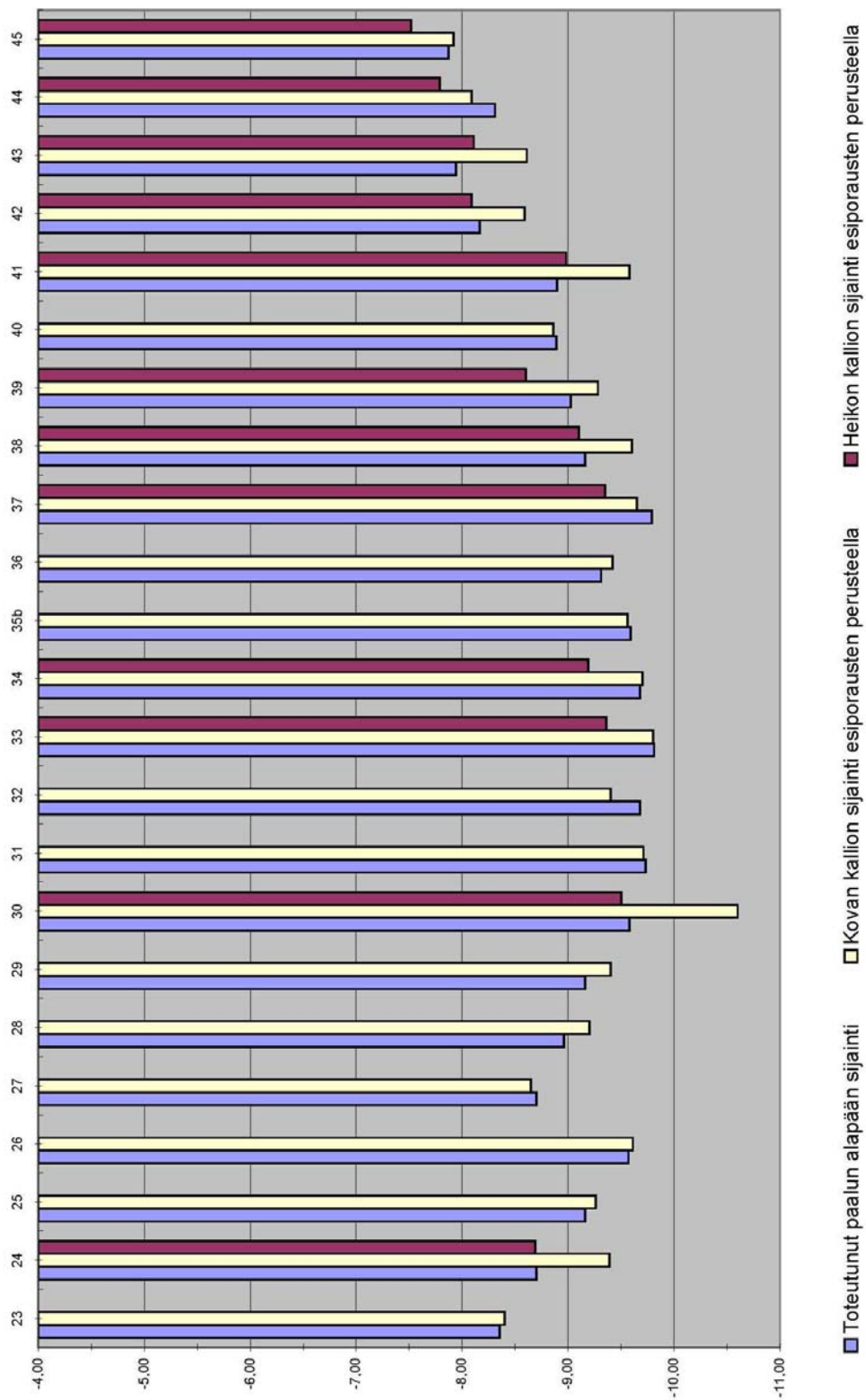
Liite E. (1/3)

Paalun alapään sijainti suhteessa esiporaushavaintoihin.



Liite E. (2/3)

Paalun alapään sijainti suhteessa esiporaushavaintoihin.



Liite E. (3/3)

Paalun alapään sijainti suhteessa esiporaushavaintoihin.

